

ADVERTIMENT. L'accés als continguts d'aquesta tesi doctoral i la seva utilització ha de respectar els drets de la persona autora. Pot ser utilitzada per a consulta o estudi personal, així com en activitats o materials d'investigació i docència en els termes establerts a l'art. 32 del Text Refós de la Llei de Propietat Intel·lectual (RDL 1/1996). Per altres utilitzacions es requereix l'autorització prèvia i expressa de la persona autora. En qualsevol cas, en la utilització dels seus continguts caldrà indicar de forma clara el nom i cognoms de la persona autora i el títol de la tesi doctoral. No s'autoritza la seva reproducció o altres formes d'explotació efectuades amb finalitats de lucre ni la seva comunicació pública des d'un lloc aliè al servei TDX. Tampoc s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant als continguts de la tesi com als seus resums i índexs.

ADVERTENCIA. El acceso a los contenidos de esta tesis doctoral y su utilización debe respetar los derechos de la persona autora. Puede ser utilizada para consulta o estudio personal, así como en actividades o materiales de investigación y docencia en los términos establecidos en el art. 32 del Texto Refundido de la Ley de Propiedad Intelectual (RDL 1/1996). Para otros usos se requiere la autorización previa y expresa de la persona autora. En cualquier caso, en la utilización de sus contenidos se deberá indicar de forma clara el nombre y apellidos de la persona autora y el título de la tesis doctoral. No se autoriza su reproducción u otras formas de explotación efectuadas con fines lucrativos ni su comunicación pública desde un sitio ajeno al servicio TDR. Tampoco se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al contenido de la tesis como a sus resúmenes e índices.

WARNING. Access to the contents of this doctoral thesis and its use must respect the rights of the author. It can be used for reference or private study, as well as research and learning activities or materials in the terms established by the 32nd article of the Spanish Consolidated Copyright Act (RDL 1/1996). Express and previous authorization of the author is required for any other uses. In any case, when using its content, full name of the author and title of the thesis must be clearly indicated. Reproduction or other forms of for profit use or public communication from outside TDX service is not allowed. Presentation of its content in a window or frame external to TDX (framing) is not authorized either. These rights affect both the content of the thesis and its abstracts and indexes.

Verificación experimental de uniones mediante lazos de armadura y su aplicación en la construcción evolutiva de puentes.

tesis doctoral realizada por:

Catalina Del Pilar Contreras López

dirigida por:

Ángel Carlos Aparicio Bengoechea

Joan Ramon Casas Rius

Barcelona, [Febrero 2012](#)

Universitat Politècnica de Catalunya

Departament d'Enginyeria de la Construcció

TESIS DOCTORAL

AGRADECIMIENTOS

Ante todo quisiera agradecer a mi tutor, el Doctor Ángel Aparicio, por el apoyo, ayuda, amistad y principalmente confianza, para poder llevar a cabo este trabajo de investigación. También al Doctor Joan Ramon Casas por estar siempre dispuesto a brindar una mano, orientación y respaldo.

Quiero dar las gracias también al personal del Laboratorio de Tecnología de Estructuras Luis Agulló de la Universidad Politécnica de Cataluña, por brindarme los conocimientos y la ayuda necesaria para poder concretar este trabajo, en particular a su director, Tomás García, por la paciencia y buena disposición en los momentos más difíciles; a mi técnico, Carlos Hurtado, por la enseñanza brindada en cuanto a los equipos y a comprender que en la vida se debe perseverante, y a Jorge Cabrerizos por brindarme una mano día a día en cualquier aspecto que necesitase (equipos, fuerza, amistad). No quiero dejar de lado a Robert y Camilo por los gratos momentos compartidos. A todos ustedes gracias, que de no haber estado ahí apoyándome nunca lo hubiera conseguido.

Mis más sinceros agradecimientos a Javier Nicolau, y a todos los empleados de la empresa PACADAR S.A., por todo el soporte técnico brindado al momento de la confección de las losetas, así como por facilitarme el trabajo en obra.

Agradezco a mi familia por estar siempre presente, a pesar de estar a miles de kilómetros de distancia. Sin su apoyo no hubiese sido posible desarrollar este trabajo con toda la felicidad que he podido hacerlo.

Gracias a todos los amigos realizados en la universidad y en Barcelona, en particular a Astrid, Marta, Mar, Anna R., Anna S., Luisa, Carlos, Giorgio, Luis, Martha Alejandra... por los gratos momentos vividos y la compañía del día a día, así como a Sandra por compartir espacios, tiempos y risas.

Igualmente, quisiera agradecer a Sergi Villalba por permitirme estar cerca al momento de realizar su trabajo de investigación, brindándome desde un comienzo los conocimientos básicos.

Como no agradecer a mi familia aquí en Barcelona. A mis grandes amigos Issis y Hernán por acogernos en su hogar y en sus vidas con los brazos abiertos, permitiéndonos descubrir que una familia es algo que va mucho más allá de la sangre.

Gracias también a Ricardo, Claudia, Nicolás y Felipe por ayudarnos en lo posible y por hacernos partícipe de su familia y sus vidas, el poder compartir recuerdos y experiencias gratificantes.

Agradecer finalmente, aunque en mi corazón siempre estará en primer lugar, a mi esposo Matías, por todo el amor, confianza, apoyo, en fin, por todo lo maravilloso que es conmigo y por caminar juntos desde hace tantos años.

RESUMEN

La viga cajón de alma llena es actualmente la solución para grandes puentes de hormigón pretensado, siendo la más empleada hoy en día en secciones metálicas y mixtas. Su uso extendido se debe a las características resistentes y su versatilidad, pudiendo ejecutarse mediante diversos procesos constructivos dependiendo de las condiciones que se tengan. Sin embargo, presenta la gran desventaja que su hormigonado debe realizarse en fases. Debido a estas ventajas resulta de gran importancia desarrollar nuevas técnicas que permitan mejoras en su ejecución, a la vez que reduzcan plazos de ejecución.

La construcción de la losa superior plantea empalmes por prolongación recta. En base a esto se ha podido apreciar que se requieren medidas adicionales al momento de la ejecución, ya sea desde el punto de vista de la peligrosidad para los operarios, como para el retirado del encofrado interior. Como consecuencia surge la necesidad de plantear un nuevo tipo de empalme, mediante lazos, que reduzca dichos riesgos, minimice tiempos de ejecución y facilite la labor en obra.

Para conocer el comportamiento de una sección con este empalme se decide confeccionar losetas de dimensiones representativas de un puente de ferrocarril, que cuenten con una junta de hormigonado, imitando en lo posible lo que sucede en la realidad, y someterlas a campañas experimentales. Como consecuencia de que en una primera instancia se ha analizado el comportamiento frente a flexión simple, se desea estudiar la respuesta frente a ensayos de flexión pura.

Se plantea, pues, llevar a cabo campañas de ensayos estáticos y dinámicos, utilizándose para ello un total de 8 losetas, definiendo tres tipologías de unión en base a las normativas europeas:

- Loseta de Referencia (LR) que se caracteriza por presentar armadura continua.
- Loseta DIN (LD) que cuenta con un lazo de empalme aprobado por normativa DIN 1045.
- Loseta Experimental (LE) que presenta el empalme mediante un bucle propuesto por nosotros.

De esta manera, resulta posible determinar el comportamiento a rotura mediante la aplicación de carga estática y la respuesta frente a fatiga, sometiendo a las losetas a $2 \cdot 10^6$ ciclos de aplicación de carga.

Se ensayan a carga estática 3 losetas, representativas de cada una de las tipologías diseñadas. Con los resultados obtenidos en campaña estática se establece una comparación entre el comportamiento de las losetas en lo referente a: deformación de la armadura longitudinal y transversal (según sea el caso), flechas y abertura de junta de hormigonado.

En campaña de carga dinámica se ensayan 5 losetas, de las cuales 3 representan una misma tipología y las otras dos son representativas de las otras. En cada uno de estos ensayos los rangos de carga aplicados dependen de los objetivos que se deseen alcanzar, pudiendo definirse 5 ensayos:

1. LR: $\Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 50 \text{ kN}$
2. LD: $\Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 50 \text{ kN}$
3. LE_2: $\Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 50 \text{ kN}$
4. LE_3: $\Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 210 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 119 \text{ kN}$
5. LE_4: $\Delta\sigma = 127 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 125 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 47 \text{ kN}$

En base a los niveles de carga de ensayo se establecen comparaciones en lo referente a flechas dinámicas, abertura de junta de hormigonado, deformación armadura longitudinal y transversal, y cargas de rotura tras los ensayos dinámicos entre los resultados de los ensayos mencionados y los obtenidos para una loseta experimental sometida a flexión simple (L.F.S.).

Finalmente se presentan futuras líneas de investigación buscando ampliar el conocimiento asociado a un empalme mediante bucles de armadura sometido a otros esfuerzos distintos del de flexión.

SUMMARY

The box-girder is currently the solution for large prestressed concrete bridges, being most used today in steel and mixed structures. Their widespread use is due to the strength characteristics and versatility, using various construction processes depending on the conditions of the work. However, it has the great disadvantage that the concrete should be done in phases. Because of the advantages of this section is really important develop new techniques to improve the performance, and reduce construction times.

The construction of the top slab involves extension straight joints. It has been observed that this kind of joint requires additional measures during execution, either from the point of view of the danger to operators or remove the inside formwork. As a result, it is needed propose a new type of joint, by loops, reducing risks, minimizing the construction times and making easier the work on site.

To understand the behaviour of a structure with this loop joint, are built concrete sections with representative dimensions of a railway bridge, with a concrete joint, reproducing, as far as possible, what happens in reality. These sections will be tested experimentally. In a previous study has been analysed the performance in a simple bending test. For this reason, in this study is checked the response in pure bending.

Dynamic and static campaigns are done, using for this a total of 8 slabs, existing three types of union based on European codes:

- Reference Slab (LR) with a continuous reinforcement
- DIN Slab (LD) with a loop joint according to DIN 1045
- Experimental Slab (LE) with the proposed loop joint

With these results it is possible to know the performance until failure, under static and dynamics loads with a number of cycles of $2 \cdot 10^6$.

In static load campaign are tested 3 slabs, representatives of the different types of continuity. With these results is possible to make a comparison between the behaviour of the slabs associated with: longitudinal and transverse strain, deflections and concrete joint opening.

In dynamic load campaign are tested 5 slabs, three of them with the same type of reinforcement and the other two representatives of the others types. In each of these tests are applied different load ranges, depending on the objectives, defining 5 tests:

1. LR: $\Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN y } Q_{\min} = 50 \text{ kN}$
2. LD: $\Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN y } Q_{\min} = 50 \text{ kN}$
3. LE_2: $\Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN y } Q_{\min} = 50 \text{ kN}$
4. LE_3: $\Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 210 \text{ kN y } Q_{\min} = 119 \text{ kN}$
5. LE_4: $\Delta\sigma = 127 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 125 \text{ kN y } Q_{\min} = 47 \text{ kN}$

Based on the test load levels, are made comparisons between these results and the results obtained for an experimental slab under simple bending (L.F.S.), associated to: dynamic deflection, concrete joint opening, longitudinal and transverse strain, and failure loads after finished dynamic tests.

Finally, are proposed futures research works, in order to increase the knowledge associated with a loop joint reinforcement under another type of efforts.

INDICE

RESUMEN	3
SUMMARY	7
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. MOTIVACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.2. OBJETIVOS	4
1.3. METODOLOGÍA	4
1.4. ESTRUCTURA DE LA TESIS	5
2. ESTADO DEL ARTE.....	7
2.1. INTRODUCCIÓN	9
2.2. INTRODUCCIÓN A LOS PUENTES	10
2.2.1. Características de los puentes de sección cajón	10
2.2.2. Métodos constructivos asociados a la sección cajón	12
2.2.3. Problemas constructivos	18
2.3. TÉCNICAS DE EMPALME Y ANCLAJE DE ARMADURAS.....	20
2.3.1. Conceptos básicos de Hormigón Armado	21
2.3.2. Normativa EHE 2008.....	25
2.3.3. Normativa ACI 318-05	32
2.3.4. Normativa DIN 1045	40
2.3.5. Comparación de largos de anclaje y empalme.....	50
2.3.6. Empalme experimental mediante lazos.....	51
2.4. FISURACIÓN.....	52
2.4.1. Limitación de la fisuración por normativa EHE 2008	54
2.5. FATIGA	56
2.5.1. Aspectos generales.....	56
2.5.2. Proceso de falla por fatiga.....	59
2.5.3. Parámetros característicos.....	60
2.5.4. Curvas características.....	62
2.5.5. Fatiga en el Acero	64
2.5.6. Fatiga en el Hormigón Armado	69
2.5.7. Restricciones Normativas	75
3. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	87
3.1. INTRODUCCIÓN	89
3.2. ESQUEMA DE ENSAYO.....	89
3.3. VARIABLES EN ESTUDIO.....	90
3.4. PLAN DE ENSAYOS	90
3.4.1. Definición de losetas.....	90

3.4.2. Instrumentación de armadura de losetas	91
3.4.3. Materiales utilizados	99
3.4.4. Confección de losetas.....	99
3.4.5. Metodología de ensayo	102
4. CAMPAÑAS DE ENSAYOS.....	111
4.1. INTRODUCCIÓN	113
4.2. CARACTERIZACIÓN MATERIALES	114
4.2.1. Ensayos armadura	114
4.2.2. Ensayos hormigón.....	114
4.3. NIVEL DE RESPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN DE BANDAS EXTENSOMÉTRICAS	115
4.4. CAMPAÑAS DE CARGA ESTÁTICA.....	117
4.5. CAMPAÑAS DE CARGA DINÁMICA.....	156
4.5.1. Comparación resultados Losetas LR, LD y LE_2	158
4.5.2. Comparación resultados Losetas LE_2 y LE_3	179
4.5.3. Comparación resultados Losetas LE_4 y Loseta Flexión Simple (L.F.S).....	191
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	203
5.1. INTRODUCCIÓN	205
5.2. RESULTADOS CAMPAÑAS DE CARGA ESTÁTICA.....	205
5.2.1. Cargas de rotura	205
5.2.2. Análisis de Flechas	206
5.2.3. Comportamiento armadura longitudinal	206
5.2.4. Comportamiento armadura transversal	207
5.2.5. Abertura junta de hormigonado	207
5.3. RESULTADOS CAMPAÑAS DE CARGA DINÁMICA.....	207
5.3.1. Comparación resultados Losetas LR, LD y LE_2	207
5.3.2. Comparación resultados Losetas LE_2 y LE_3	211
5.3.3. Comparación resultados Losetas LE_4 y L.F.S.....	213
5.4. RESUMEN DE RESULTADOS	215
5.4.1. Campañas de carga estática.....	215
5.4.2. Campañas de carga dinámica.....	217
6. RESUMEN Y CONCLUSIONES	223
6.1. INTRODUCCIÓN	225
6.2. RESUMEN DEL ESTADO DEL ARTE Y MODELO EXPERIMENTAL PROPUESTO	225
6.3. RESUMEN DEL ANÁLISIS DE RESULTADOS	226
6.3.1. Respuesta Losetas campaña estática.....	226
6.3.2. Respuesta Loseta Experimental campaña dinámica	227

6.3.3. Respuesta Loseta Experimental en comparación a Loseta Referencia campaña dinámica.....	227
6.3.4. Respuesta Loseta DIN en comparación a Loseta Referencia campaña dinámica.....	228
6.3.5. Comparación Flexión Pura (LE_4) y Flexión Simple (L.F.S.) campaña dinámica..	228
6.4. CONCLUSIONES	229
6.5. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	230
REFERENCIAS.....	231
ANEJO N° I: CÁLCULO DE LARGOS DE ANCLAJE Y EMPALME.....	237
ANEJO N° II: PLANOS DE CONFECCIÓN LOSETAS	245
ANEJO N° III: COLOCACIÓN BANDAS EXTENSOMÉTRICAS.....	253
ANEJO N° IV: HORMIGONADO DE LOSETAS	261
ANEJO N° V: ENSAYOS CARACTERIZACIÓN ARMADURA	267
ANEJO N° VI: ENSAYOS CARACTERIZACIÓN HORMIGONES.....	273
ANEJO N° VII: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS LOSETAS.....	279
ANEJO N° VIII: CÁLCULO CARGAS TEÓRICAS DE ROTURA	291
ANEJO N° IX: CÁLCULO FLECHAS TEÓRICAS	299
ANEJO N° X: CÁLCULO ABERTURAS DE FISURAS TEÓRICAS.....	305
ANEJO N° XI: RESUMEN CAMPAÑAS DE ENSAYOS EN FLEXIÓN SIMPLE Y FLEXIÓN PURA	313

1. INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La viga cajón de alma llena es actualmente la solución de los grandes puentes de hormigón pretensado, siendo hoy en día también la más empleada en secciones metálicas y mixtas. Su uso extendido se debe en gran parte a las características resistentes y a su versatilidad, pudiendo ser ejecutada mediante diferentes procesos constructivos que dependen de las condiciones existentes. Sin embargo, presenta la gran desventaja que su hormigonado se debe realizar en fases.

Dada la gran relevancia que ha ido cobrando esta sección, resulta de gran importancia desarrollar nuevas técnicas que permitan mejoras en su ejecución, a la vez que se reduzcan plazos de ejecución.

Hoy en día la construcción de este tipo de secciones plantea empalmes por prolongación recta. En base a esto se ha podido apreciar que se deben tomar medidas adicionales al momento de la ejecución, producto de las dificultades generadas por dicho empalme, ya sea desde el punto de peligrosidad para los operarios como para el retirado del encofrado interior. Como consecuencia de ello surge la necesidad de plantear un nuevo tipo de empalme, mediante lazos, que reduzca dichos riesgos, minimice tiempos de ejecución y facilite la labor en obra.

Bajo algunas condiciones se vuelve conveniente construir puentes mixtos, compuestos por vigas metálicas y tablero prefabricado o construido in situ. Tal es el caso del puente atirantado sobre el río Suir en Waterford [Astiz, M; et al. (2011)], donde se opta por construir un tablero de hormigón armado y prefabricado. El detalle más significativo de esta solución es la ejecución de juntas transversales, hormigonadas “in situ” sobre las vigas transversales. En estas juntas es necesario dar continuidad a las armaduras longitudinales, utilizando para ello un solape de patillas en lazo en las armaduras de las dos losas enfrentadas, similar al que se plantea en este trabajo de investigación (Figura 1. 1). Éste es un problema que se ha planteado anteriormente en otros puentes de tablero mixto como pueden ser, entre otros, el puente de Ting-Kau en Hong-Kong o el puente sobre el río Cooper en Charleston, resolviéndose de manera similar.



Figura 1. 1. Loseta prefabricada puente Sobre el río Suir en Waterford. [Astiz, M.; et al (2011)]

Buscando cumplir estas expectativas se realiza este trabajo de investigación. Esta tesis es una continuación de una tesis doctoral anterior [Villalba, S. (2008, 2010)]. Si allí la respuesta estructural del enlace se evaluaba en flexión simple y con rangos de variación de tensión en la armadura recomendados por las normas, en este trabajo los ensayos se realizan en flexión pura y con rangos de variación de tensión y límites de ésta superiores a los prescritos en los códigos.

1.2. OBJETIVOS

La finalidad de esta tesis es analizar el comportamiento de una sección de junta de hormigón empalmada con un bucle experimental.

Se plantea como primer paso diseñar un bucle que cumpla con las descripciones requeridas. Para esto último se cuenta con un nuevo tipo de empalme desarrollado de forma teórica [Villalba, S. (2008, 2010)], que conllevaría a mejoras en lo referente a disminución de tiempos de ejecución, a la vez que minimizaría los riesgos por accidentes laborales. Los resultados obtenidos en este trabajo complementarán los resultantes de un estado de carga de flexión simple; obteniéndose de esta manera mayor información que permita analizar con más certeza si resulta conveniente, estructuralmente, este nuevo tipo de empalme.

Para estimar el comportamiento de una sección con este nuevo empalme se deciden confeccionar losetas de dimensiones representativas de un puente de ferrocarril y en base a estas estructuras realizar campañas experimentales. Como consecuencia que en una primera instancia se ha analizado el comportamiento frente a flexión simple, en esta tesis se plantea estudiar la respuesta frente a ensayos de flexión pura como ya hemos dicho.

Se decide llevar a cabo campañas de ensayos de carga estática y dinámica en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras Luis Agulló de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (UPC). Éstos permitirán conocer el comportamiento de la sección a rotura y apreciar su respuesta frente al fenómeno de fatiga.

Una vez realizados dichos ensayos es posible comparar los resultados obtenidos en nuestra propuesta de enlace con los de un enlace en bucle con características aprobadas por normativas europeas y una armadura continua. Es, principalmente en base a esta comparación, que se decidirá si el comportamiento experimentado es aceptable o no.

1.3. METODOLOGÍA

Para estimar el comportamiento del empalme en estudio se confeccionan tres tipos de losetas representativas de una sección de puente de ferrocarril, las cuales cuentan con una disposición de armadura específica (caracterización del empalme), destacándose una con armadura continua, una con un empalme por solapo de barras mediante bucle de acuerdo a normativa DIN 1045 y una con el empalme experimental también tipo bucle propuesto en esta tesis.

A continuación se ensayan estas losetas en un estado de flexión pura, aplicándose cargas estáticas para determinar el comportamiento a rotura de ellas y dinámicas para conocer su desempeño frente al estado de fatiga.

En ambas campañas se medirán flechas, abertura de fisuras y microdeformaciones en la armadura, para estimar, en base a una comparación entre las tres tipologías, si el comportamiento de la loseta con el lazo experimental es adecuado.

Buscando cumplir estos objetivos ha sido necesario desarrollar las siguientes labores:

- Conocer las características primordiales de los puentes en sección cajón.
- Estudiar los procedimientos constructivos asociados a puentes sección cajón que se verían beneficiados con este nuevo tipo de empalme.
- Reconocer las principales limitaciones existentes durante la ejecución de este tipo de puentes, que dan pie al nuevo planteamiento de empalme.
- Conocer los requerimientos establecidos para condiciones de anclaje y empalme de armaduras en las normativas EHE, ACI y DIN 1045.

- Mostrar el sistema de unión propuesto en la tesis doctoral anteriormente mencionada [Villalba, S. (2008, 2010)].
- Establecer campañas experimentales de carga estática y carga dinámica en ensayos de flexión pura.
- Evaluar la capacidad resistente de las losas ensayadas y conocer su comportamiento hasta rotura por flexión y fatiga.
- Analizar la incidencia de las condiciones de fraguado en la resistencia del hormigón.
- Plantear sugerencias para estudios posteriores complementarios con el tema.

1.4. ESTRUCTURA DE LA TESIS

El desarrollo de este trabajo se ha estructurado de la siguiente manera. En el capítulo 2 se hace una introducción a los puentes de sección cajón, destacando los principales métodos constructivos asociados y presentando los inconvenientes existentes durante su construcción. A continuación se estudia en detalle lo que comentan algunas normativas acerca de longitudes de anclaje y de empalme, realizando un caso práctico donde es posible apreciar las diferencias existentes entre dichos valores. Se explicitan además las limitaciones de fisuración que plantean ciertas normativas. Por último se estudia el fenómeno de la fatiga.

El capítulo 3 detalla el modelo experimental seleccionado, destacando la propuesta de empalme, el esquema de ensayos, la descripción de las losetas a utilizar, el cómo llevar a cabo en laboratorio el esquema de ensayo deseado y la instrumentación requerida para rescatar los parámetros necesarios para el análisis del comportamiento. A continuación se muestran los procedimientos asociados a la confección de las losetas, mencionando los materiales utilizados y la ejecución (paso a paso) de las losetas.

En el capítulo 4 se presentan los resultados obtenidos en los ensayos de carga estática y dinámica, para cada una de las losetas. En base a ellos es posible comparar los resultados obtenidos para las distintas tipologías.

En el capítulo 5 se lleva a cabo el análisis y discusión de los resultados de los ensayos, para finalmente, en el capítulo 6 proceder a resumir los resultados obtenidos en los ensayos realizados y en los análisis posteriores, destacando los aspectos más significativos de cada campaña realizada y presentándose las conclusiones generales y específicas para las distintas tipologías en base a cargas de rotura, flechas, comportamiento de armadura longitudinal y transversal, y abertura de junta de hormigonado. Se comentan además las futuras líneas de investigación.

A modo de síntesis en la Figura 1. 2 se representan los temas abordados en este trabajo.

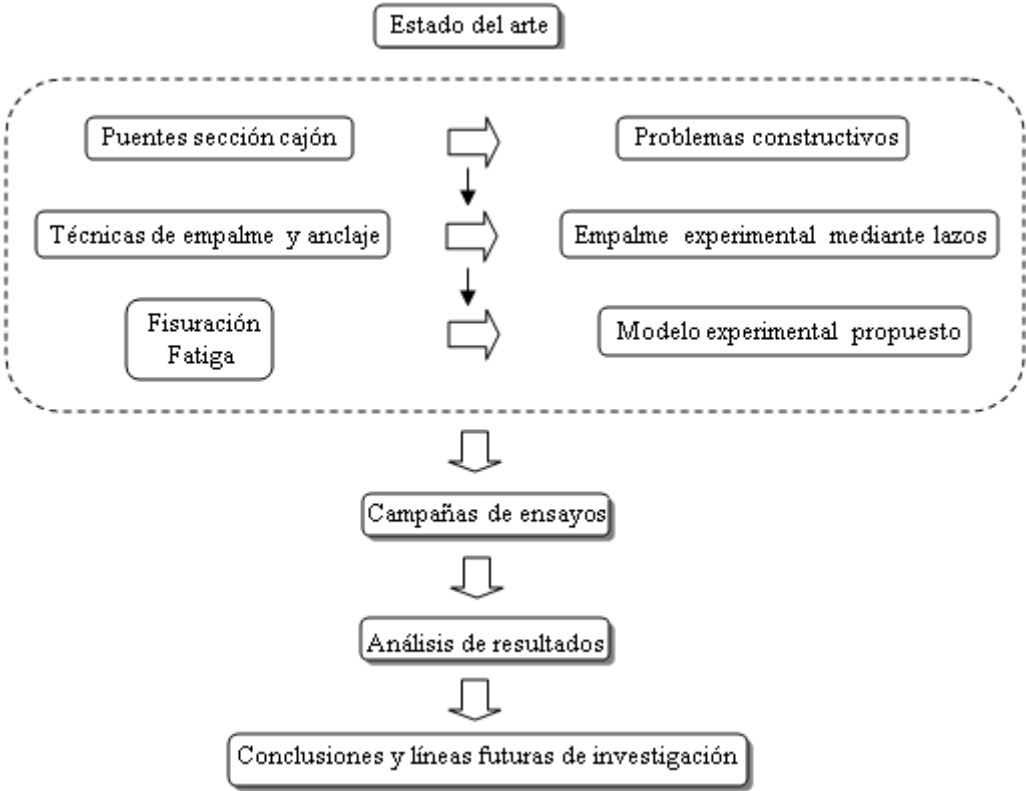


Figura 1. 2. Esquema Tesis Doctoral.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo, denominado estado del arte, se hace una introducción a los puentes de sección cajón, destacando los principales métodos constructivos asociados y presentando los problemas existentes durante su construcción, relacionados con plazos de ejecución y limitación de área de trabajo. A continuación se estudia en detalle lo que comentan algunas normativas acerca de longitudes de anclaje y de empalme, realizando un caso práctico donde es posible apreciar las diferencias existentes, planteando en base a esto un nuevo tipo de empalme. También se explicitan las limitaciones de fisuración que proponen ciertas normativas, estudiándose por último el fenómeno de la fatiga.

En la Figura 2. 1 se representan los temas abordados en este capítulo.

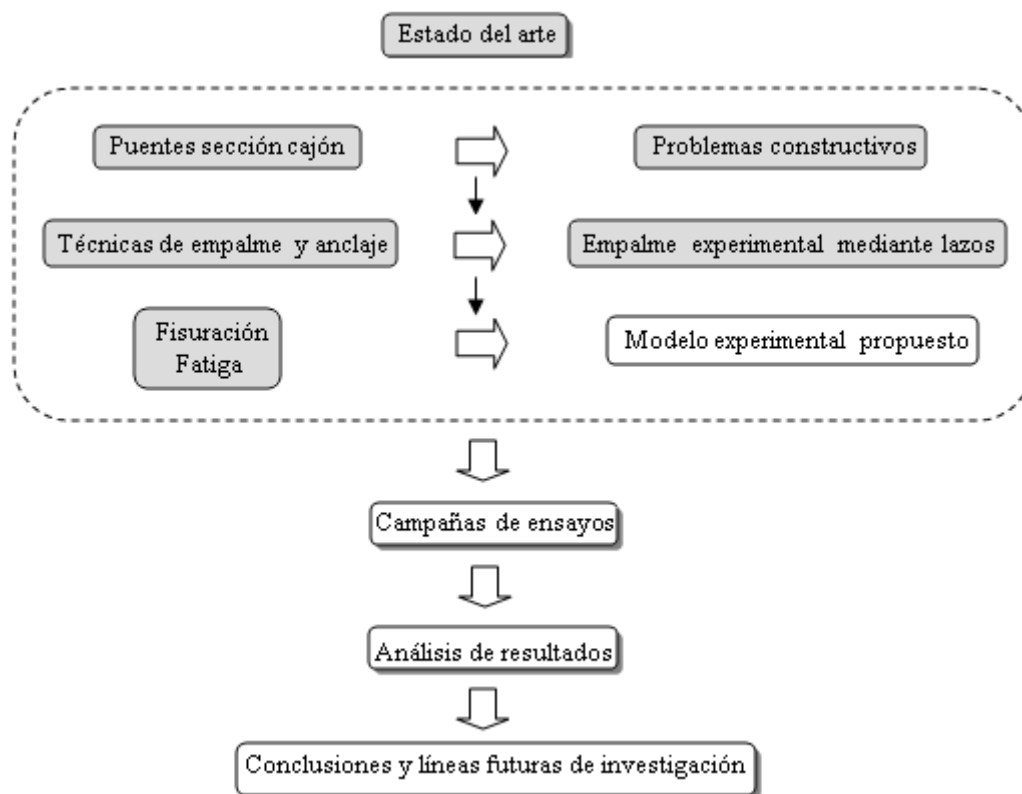


Figura 2. 1. Esquema Tesis Doctoral. En gris lo abarcado en capítulo 2.

En el apartado 2.2 se describen las principales características de los puentes sección cajón, los métodos constructivos utilizados con las fases de hormigonado respectivas y los problemas constructivos que llevan a plantear la necesidad de nuevas técnicas de empalme de armaduras.

El apartado 2.3 detalla las distintas técnicas de empalme y anclaje de armaduras especificadas por las normativas [EHE (2008)], [ACI 318 (2005)] y [DIN 1045 (1972, 1988)]. En base a estas especificaciones se realiza una comparación entre los largos de anclaje y empalme obtenidos para una armadura de diámetro 20 [mm]. Finalmente se plantea un empalme experimental mediante adherencia de lazos de armadura.

En el apartado 2.4 se describen las principales fisuras experimentadas por el hormigón y los riesgos que estas conllevan. Además se plantean las restricciones establecidas en [EHE (2008)] acerca de máxima abertura de fisura.

Finalmente, en el apartado 2.5 se explica en detalle el proceso de fatiga y las estructuras que se encuentran sometidas a ella, explicitando las curvas características de este fenómeno. Se describe en detalle el proceso de fatiga en el acero y en el hormigón armado. Se plantean además las restricciones propuestas por las normativas [CEB-FIP (1990, 2010)] y [EHE (2008)].

2.2. INTRODUCCIÓN A LOS PUENTES

La viga que compone un puente es una pieza lineal recta horizontal o cuasi horizontal, apoyada en dos o más puntos, que soporta las cargas que actúan sobre ella gracias a su capacidad de resistir esfuerzos, entre los cuales se puede decir que predominan las flexiones.

La capacidad resistente de la viga es función del canto y del momento de inercia de la sección, ya que estas dos características geométricas definen en mayor medida la magnitud de las tensiones que se producen en el material frente a un momento flector. El canto y la inercia deben crecer a medida que aumenta la luz del puente, como consecuencia que la flexión también presenta incrementos con ella.

El puente viga, formado por una o varias piezas, es el sistema más simple y directo para salvar un cauce; obteniendo la materialización de la plataforma mediante tableros de madera, losas de hormigón armado o pretensado.

La magnitud de la flexión en una viga es función de las cargas que actúan sobre ella y de la distancia existente entre apoyos. Las cargas varían de acuerdo a la funcionalidad de la estructura (pasarela peatonal, puente carretero, etc.), pero en cada uno de estos grupos son análogas, por lo que el factor decisivo en la flexión de los puentes viga es la luz de ellos.

Como bien es sabido, el momento flector de una carga uniforme sobre una viga crece con el cuadrado de la distancia, obligando a incrementar la inercia de la sección resistente. Como consecuencia de esto se generan secciones más pesadas, por lo que los momentos referentes a peso propio aumentan (en mayor proporción que el cuadrado de la luz). Por este motivo es conveniente encontrar secciones con una máxima inercia y un mínimo peso, es decir, de área mínima, lo que da lugar a las secciones doble T y cajón, dándole especial énfasis en este trabajo a esta última.

2.2.1. Características de los puentes de sección cajón

Los puentes en sección cajón presentan características, en lo referente a su eficiencia inercial y tensional, que los hacen especialmente indicados para puentes de luces medianas a grandes. Estas secciones suelen emplearse para luces superiores a los 50 m y pueden ser hormigonadas in situ, prefabricadas en dovelas, construidas por voladizos sucesivos o bien por empuje del dintel. Con luces que varían entre los 40 m y 60 m se pueden confeccionar con hormigón armado convencional, y a partir de los 60 m se utiliza el hormigón pretensado. Vale la pena destacar que este tipo de sección también podría utilizarse en luces pequeñas, pero las dificultades de ejecución no compensan las ventajas de esta sección.

Debido a la mejoría resistente otorgada por la distribución del material, esta sección representa la forma básica de los tableros de puentes rectos, atirantados y colgantes de gran luz. En los puentes arco, producto de la tradición y especial funcionamiento resistente, no se adopta siempre este tipo de sección transversal.

Las principales funciones de las partes componentes de esta sección se pueden ver en la Figura 2. 2.

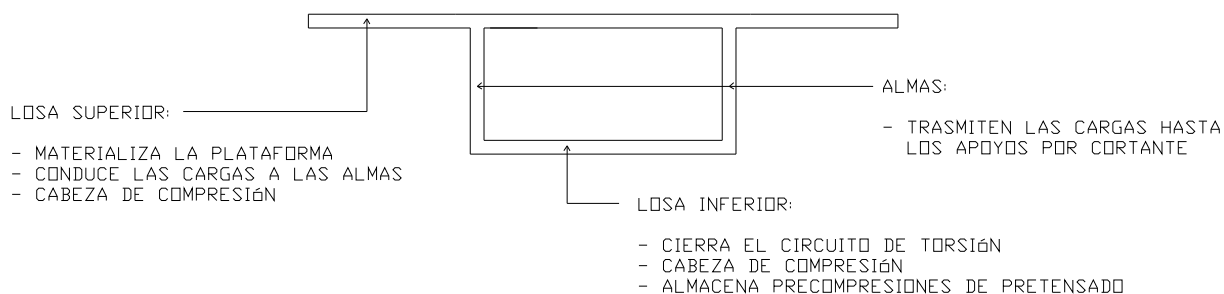


Figura 2. 2. Partes componentes de una sección cajón. [Aparicio, A.; Casas, J. R. (2008)]

La sección cajón puede ser mono o multicelular. Las últimas se utilizan cuando se requieren tableros de gran ancho, aunque la tendencia en estos casos es a emplear secciones monocelulares adosadas con una junta longitudinal.

Resulta conveniente inclinar las almas buscando reducir el ancho de la contralosa, a la vez que aumenta el valor estético de la estructura.

La capacidad a flexión de la estructura depende de la altura y de las áreas de la losa y contralosa; la rigidez torsional está asociada al cuadrado del área media de la sección.

Por lo general las secciones cajón sólo disponen de diafragmas en sus extremos y apoyos intermedios.

Las principales características de esta sección son:

- Muy buena relación Inercia/Sección, apta para trabajar frente a elevados momentos positivos y negativos. Esta condición la vuelve especialmente indicada para puentes continuos.
- Los módulos resistentes del cordón superior e inferior son de valores similares, por lo que las tensiones son menores y más homogéneas que en una viga T.
- Las deformaciones elásticas y diferidas son inferiores.
- La sección cerrada resulta especialmente apta frente a momentos torsores. Es en base a esto que se extiende su uso a puentes de columna única y de planta en curva.
- La excelente rigidez torsional de esta sección contribuye a una mejor distribución transversal de las cargas, como consecuencia que la sección prácticamente no rota para cargas excéntricas respecto del eje longitudinal del puente.
- Su gran rigidez transversal permite reducir al mínimo el espesor de las paredes.
- La sección presenta muy buena estabilidad de forma, haciendo escasa la posibilidad de ser proclive al pandeo.
- Permite voladizos correspondientes a calzadas de mayor magnitud, ya que se encuentra empotrado en el ángulo superior del cajón, repartiendo el par de empotramiento entre el alma y la losa superior.
- Tiene un gran radio de giro por lo que se obtiene un excelente rendimiento para el pretensado.

Estas propiedades permiten sacar el mayor rendimiento a la distribución del material, resultando tableros ligeros y resistentes.

En la Figura 2. 3 se pueden apreciar los esfuerzos resistidos por cada una de las partes que componen la sección cajón.

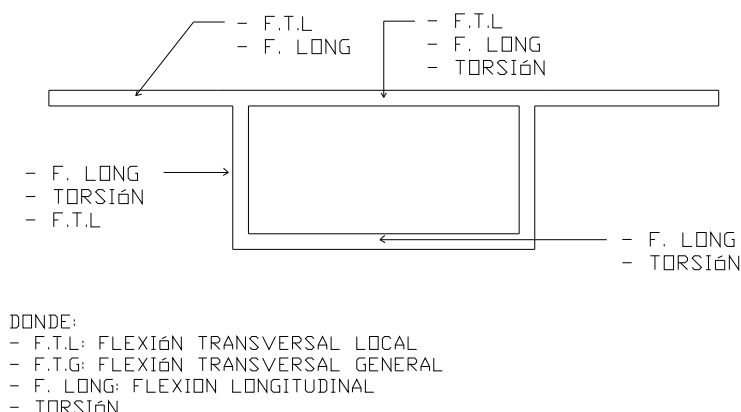


Figura 2. 3. Características resistentes de los elementos. [Aparicio, A.; Casas, J. R. (2008)]

En las secciones tipo cajón pueden inferir de mayor manera las tensiones por cambios térmicos, originadas por un calentamiento desigual entre las caras interiores y exteriores de la sección. A estas deformaciones se le añaden las derivadas de los cambios volumétricos generados en el hormigón producto de la pérdida de humedad.

La sección cajón presenta menor libertad de deformación que una sección abierta y estas deformaciones impuestas le generan flexiones que en teoría pueden tener igual importancia que las producidas por cargas móviles.

A medida que la sección comienza a fisurar, las tensiones por coacción se relajan y rara vez comprometen la seguridad estructural (aunque si la durabilidad). Por esta razón, en las secciones tipo cajón se deben disponer generosas armaduras mínimas para que controlen las potenciales fisuraciones. Estas armaduras deben ser dispuestas tanto en sentido transversal como longitudinal, y sus secciones no son de fácil determinación mediante cálculos.

Producto de los gradientes térmicos los mayores esfuerzos de momentos se obtienen en la losa superior, decreciendo a medida que se acerca a la contralosa. Buscando controlar estos gradientes se disponen ventilaciones que generan corrientes de aire que tienden a igualar las temperaturas. Asimismo, esta ventilación impide la formación de microclimas con elevados contenidos de humedad en el interior de la sección (estos microclimas suelen generar corrosión).

Sin embargo, frente a todas estas ventajas la sección cajón presenta una gran desventaja: el hormigonado debe realizarse en etapas. Como consecuencia de ello surgen juntas que pueden significar puntos de debilidad en la estructura, además que disminuyen el rendimiento constructivo y aumentan el tiempo de ejecución.

2.2.2. Métodos constructivos asociados a la sección cajón

El método constructivo se puede definir como un conjunto de operaciones que se ejecutan con la finalidad de conseguir la materialización de una obra.

Estas operaciones, en el caso de puentes de hormigón, se relacionan principalmente con la preparación de los materiales, la construcción de moldes y cimbras, la colocación del hormigón y las armaduras, y el curado de las mezclas.

En un puente se pueden distinguir principalmente tres elementos estructurales: las fundaciones, los pilares y estribos, y la superestructura. Con los equipos y la tecnología que se tiene en la actualidad las posibilidades constructivas de las fundaciones, pilares y estribos no condicionan de manera significativa el diseño de la superestructura. Por lo que cuando se hable

de métodos constructivos se estará hablando sobre los procedimientos necesarios para materializar la superestructura.

Frente a las características morfológicas y funcionales de un cruce determinado, en especial cuando se plantean luces importantes, no puede dejarse de lado al momento del planteamiento estructural el método con el cual se construirá la obra.

Se trata de un proceso iterativo, donde el proyecto y la construcción se condicionan y armonizan, optimizando aspectos técnicos, económicos y ambientales.

Al momento de la elección de un método constructivo se deben considerar los siguientes aspectos:

- Importancia de las luces en juego.
- Repetición de tramos.
- Altura de la calzada respecto al terreno natural.
- Necesidad de independizar la construcción de la superestructura del terreno natural.
- Plazos de construcción.
- Posibilidad de instalar un obrador al pie de la obra.
- El clima.
- Entorno rural o urbano de la obra.
- Posibilidades tecnológicas de la región.
- Rutas de acceso al lugar de la obra.
- Distancia a los centros de aprovisionamiento de materiales y equipos.
- Posibilidad de utilizar agua como medio de transporte de equipos y elementos estructurales.

Es así como la elección de un método constructivo no depende en forma aislada de uno de dichos aspectos, sino que resulta del análisis en grupo de ellos actuando en forma conjunta.

Entre los métodos constructivos más utilizados para una sección cajón se tienen los siguientes:

- Construcción de tableros “in situ”.
- Construcción en avance en voladizo.
- Construcción de tableros sobre cimbra fija con dovelas prefabricadas.
- Puentes empujados.

En este estudio se verá en detalle la construcción in situ, pues es aquí donde surge la necesidad de plantear un nuevo tipo de empalme que facilite las labores en obra.

2.2.2.1. Construcción de tableros “in situ”

En este método constructivo existen múltiples variantes, apreciándose desde procedimientos artesanales a otros altamente industrializados. Sin embargo, todos ellos tienen en común dos cosas: el encofrado que da forma al hormigón y la cimbra que los sostiene.

Es posible diferenciar dos tipos de cimbras: las que transfieren su carga al suelo, que a su vez dependen de la accesibilidad al terreno; y la cimbra autoportante, que transmite su carga a elementos estructurales del puente, con lo que se independiza la construcción del puente de lo que sucede en el suelo.

Las cimbras que se apoyan en el suelo varían su disposición en base a la altura de la obra. Mientras que para las autoportantes existen diversas disposiciones, existiendo la cimbra por encima del tablero y por debajo de él.

1. Puente sección cajón construido sobre cimbra total

Como estructura más básica se tiene la cimbra de tubos metálicos o de madera, la que soporta un encofrado de madera que otorga la geometría requerida a la sección. Los tubos se apoyan en el suelo sobre tabloncillos de madera o pequeñas cimentaciones de hormigón, buscando repartir la carga que reciben y evitar asentamientos en el terreno. En la parte superior e inferior de los tubos existen husillos que permiten ajustar la altura del encofrado y facilitar las operaciones de desencofrado.

Se utiliza principalmente en puentes con longitudes inferiores a los 150 m, con luces poco repetidas, que no justifican la adopción de piezas prefabricadas. Su coste es proporcional al volumen de cimbrado y a los metros cuadrados de encofrado utilizado. Este sistema es ideal para la construcción de pasos superiores.

En la Figura 2. 4 se puede apreciar el aspecto de un puente construido mediante esta técnica.

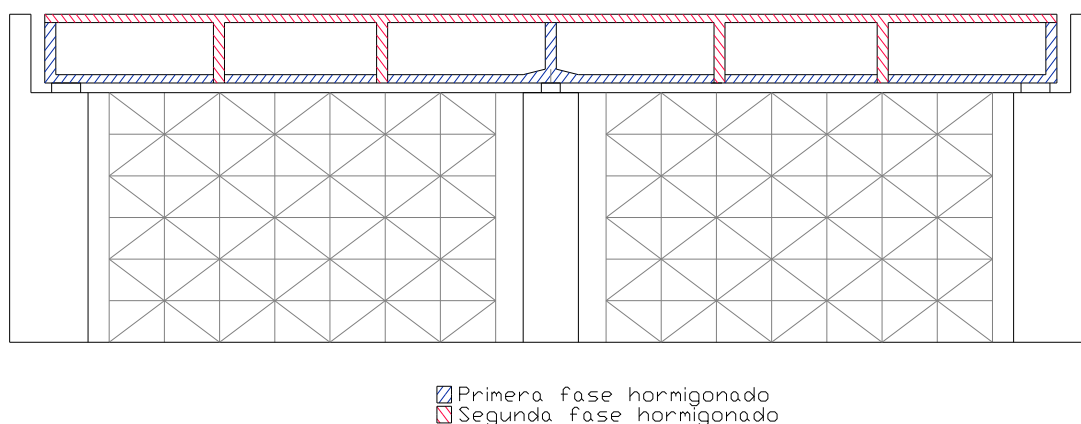


Figura 2. 4. Construcción con cimbra total.

El hormigonado transversal de la sección se ejecuta según la Figura 2. 5.

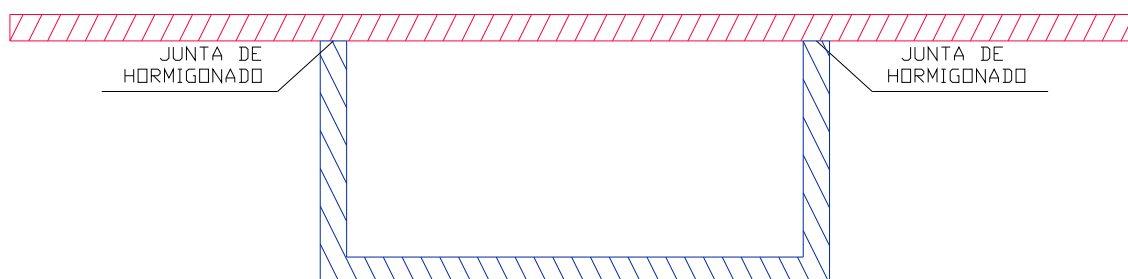


Figura 2. 5. Junta de hormigonado en sección cajón construida sobre cimbra total (1º fase en azul y 2º fase en rojo).

Sin embargo, esta técnica presenta las siguientes desventajas:

- Gran volumen de cimbra.
- Gran superficie de encofrado con una sola utilización.
- Largos plazos de estructura cimbrada, lo que conlleva elevados costes de alquiler y obstáculos al tráfico inferior.
- No es recomendable un pretensado continuo por excesivas pérdidas por rozamiento.
- Sistema muy artesanal y poco repetido.

2. Puente sección cajón construido vano a vano

Se suele utilizar este método constructivo cuando se tienen longitudes superiores a los 150 m. Es posible dividir esta técnica en dos tipos.

a) *Sobre cimbra apoyada en el suelo:*

Consiste en cimbrar y encofrar únicamente un tramo, comprendiendo una longitud de entre dos secciones, situadas a cuarto de luz de dos vanos sucesivos (quedando la junta de construcción en una zona de momentos prácticamente nulos). Una vez hormigonado un tramo se pretensa, descimbra y desencofra, pasando ambos elementos al tramo siguiente. Una aplicación de esta técnica se puede visualizar en la Figura 2. 6.

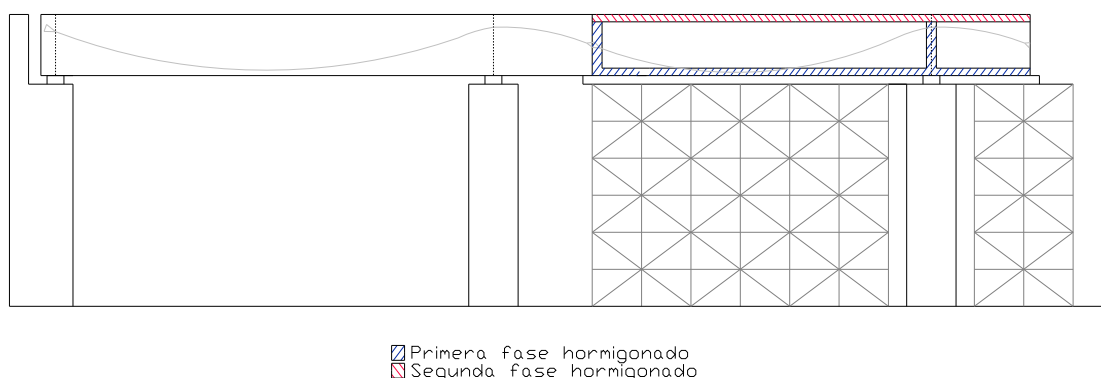


Figura 2. 6. Construcción vano a vano con cimbra apoyada en el suelo.

El hormigonado transversal se ejecuta del mismo modo que en una sección cajón construida sobre cimbra total (Figura 2. 5).

Con esta técnica es posible economizar bastante cimbra y encofrado. La obra termina siendo bastante secuencial y desde el punto de vista resistente sólo existen pequeñas perturbaciones en la respuesta de la estructura.

En algunos casos, buscando obtener los gálibos requeridos por proyecto, se utilizan vigas metálicas normales apoyadas en tubos previamente dimensionados para resistir las cargas que transmiten las vigas. Si es de esperar que las vigas adquieran una elevada flecha, producto del peso del hormigón fresco, se dispone una contraflecha en el encofrado que contrarreste la de las vigas metálicas.

Cuando se requiere alcanzar elevadas alturas resulta poco económico el uso de tubos, por lo que se recurre al cimbrado mediante torres metálicas de mayor rigidez a flexión (debido al arriostramiento interno que presentan) y cerchas que puentean la distancia existente entre castilletes o entre castilletes y pilas definitivas. Con este tipo de cimbra se han alcanzado alturas de hasta 40 m y luces cercanas a los 30 m. Cuando la altura de rasante es inferior a los 20 m se deben colocar dos apoyos provisionales (entre pilas definitivas) en cada vano; mientras que para alturas superiores a los 20 m sólo se requiere una torre provisional. Esto se puede ver con mayor detalle en la Figura 2. 7.

Es importante destacar que la normalización de estos elementos es total, permitiendo unir las piezas de modo de alcanzar las alturas y luces requeridas. La unión entre estos elementos es efectuada mediante bulones de acero especial, y los correspondientes al cordón inferior de las vigas en celosía tienen la particularidad de ser regulables, por lo que se puede proporcionar contraflecha a la cimbra.

Los castilletes van correctamente arriostrados y también son modulares, dotados de piezas en la zona de coronación y base que permiten ajustar su altura. Estos presentan mayores exigencias de cimentación que los tubos, puesto que reciben mayores cargas.

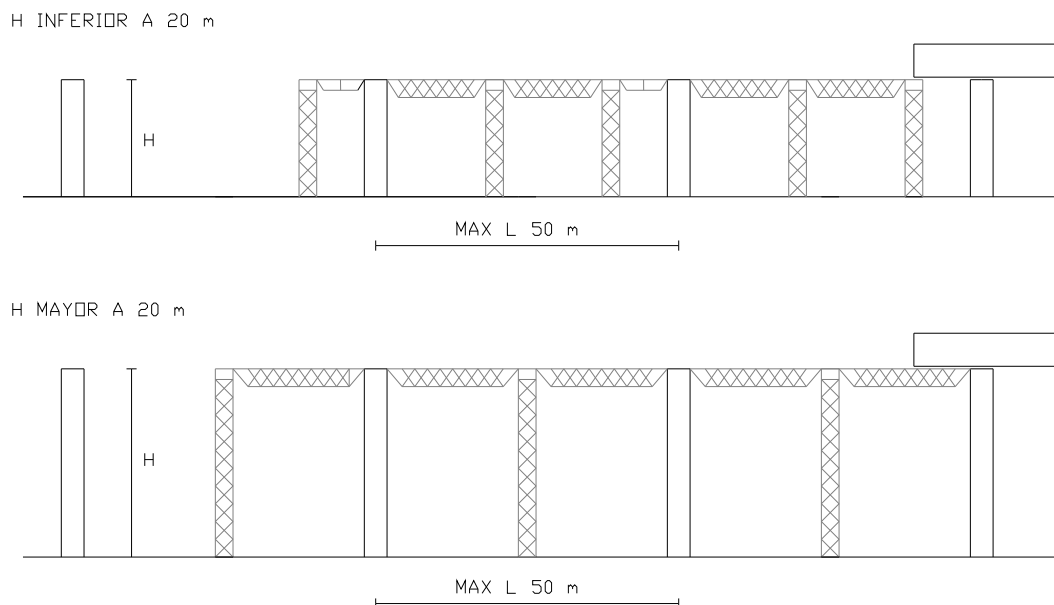


Figura 2. 7. Requisitos de pilas provisionales para construcción vano a vano. [Aparicio, A.; Casas, J. R. (2008)]

En la construcción “in situ” mediante cimbra apoyada en el suelo es importante al momento de descimbrar que todos los puntos desciendan lo mismo y lentamente. Buscando conseguir esto se colocan bloques de arena, que al momento de descimbrar mediante la salida de ésta, permiten que la estructura baje lentamente.

Sin embargo, esta técnica presenta como inconveniente que no es posible independizar la construcción de lo que ocurre en el terreno, resultando impracticable frente a grandes alturas.

b) Sobre cimbra autoportante:

Es el procedimiento más sofisticado para la construcción de puentes “in situ” y en él se encuentran totalmente automatizadas las operaciones de cimbrado, nivelación, ajuste del encofrado y descimbrado. Su principal ventaja es que vuelve independiente la construcción de lo que sucede en el suelo, pero supone una inversión elevada, por lo que se justifica su uso en puentes muy largos (luzes mayores de 600 m), varios puentes de longitudes inferiores o cuando existen problemas producto de la geografía (donde se impide la colocación de cimbra apoyada en el suelo). Un ejemplo de esta técnica de construcción se aprecia en la Figura 2. 8.

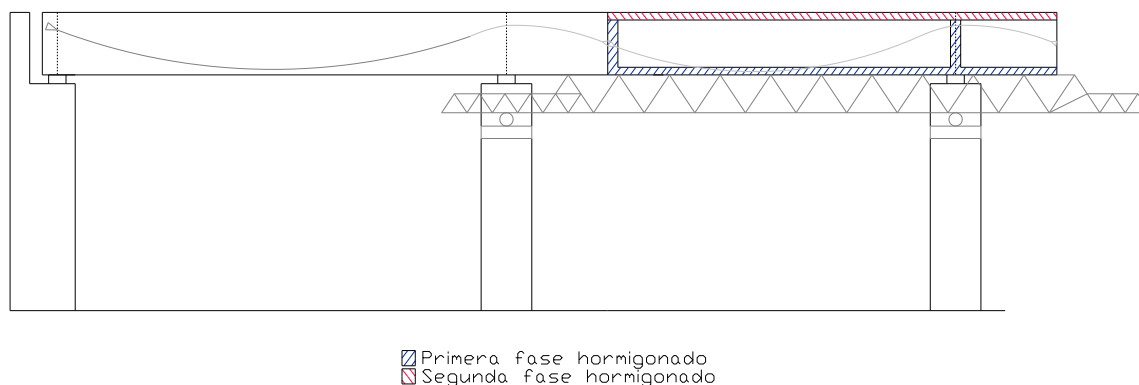


Figura 2. 8. Construcción vano a vano con autocimbra.

El hormigonado transversal de la sección también se ejecuta de acuerdo a la Figura 2. 5.

Con este método las mayores luces construidas alcanzan los 60 m, aunque su uso común se da entre los 30 y 40 m, ya que el coste de la cimbra crece notablemente con la luz. En base a la luz del tramo a construir se tienen los siguientes casos:

- $L \approx 25$ m. Es posible su ejecución sin la utilización de torres intermedias temporales.
- $25 \text{ m} \leq L \leq 35$ m. Se requiere una torre intermedia temporal.
- $L \approx 40$ m. No es necesaria una torre intermedia temporal, pero se debe duplicar el canto de la cimbra.
- $40 \text{ m} \leq L \leq 50$ m. Se requiere torre intermedia temporal y duplicado del canto de la cimbra.

El número de vigas longitudinales con que cuenta la cimbra y el canto de ellas depende de la carga del puente y de la luz de la viga en su fase de hormigonado.

Es importante destacar que existen dos tipos de cimbras autoportantes.

b.1) Cimbra por sobre el tablero: Dispositivo autolanzable que transporta el encofrado, apoyándose sobre las pilas. Una vez ubicada en su posición se procede al armado del encofrado que servirá de molde para el hormigonado del segmento de tablero. Una vez finalizado el tramo y fraguado el hormigón se pretensa, para luego deslizar la cimbra al siguiente vano y repetir la operación. Existen a su vez dos tipos: la de longitud similar al vano en construcción (presenta dos puntos de apoyo) y la de longitud dos veces el tramo en construcción (presenta tres puntos de apoyo y resulta más cara). En la Figura 2. 9 se puede ver una aplicación de esta técnica.



Figura 2. 9. Autocimbra superior.

b.2) Cimbra por debajo del tablero: También es un dispositivo autolanzable. Una vez hormigonado y pretensado un vano cada paquete de vigas se suelta de su apoyo, descienden ligeramente mediante gatos verticales y se mueven transversalmente sobre ménsulas metálicas unidas a las pilas. Dependiendo del tipo de movimiento que se genera para salvar la pila, existen tres tipos de encofrado: rotulado, telescópico y basculante. Sin importar el tipo de moldaje que se emplee, es necesario ese movimiento para salvar las pilas al momento del avance de la cimbra de un vano a otro. Una vez que ha llegado a su posición definitiva, la viga se nivela, se cierran los encofrados y se cuelgan las vigas principales del borde del voladizo del tramo recién hormigonado. Con esto se consigue reducir la luz real de las vigas metálicas al momento en que reciben el peso del hormigón, además de evitar que se produzcan desfases verticales entre dos tramos contiguos. En la Figura 2. 10 se puede observar una construcción con este tipo de cimbra.



Figura 2. 10. Autocimbra inferior.

En el caso de puentes curvos en planta se debe tener cuidado entre la separación de las vigas portantes, de manera que la curva del puente pueda inscribirse entre ellas. Además se recomienda dividir el encofrado en dovelas para facilitar su movimiento en planta y otorgar la curva requerida.

En este tipo de cimbras es importante tomar precauciones en lo referente a las flechas que manifestarán los elementos producto de su peso propio, el del encofrado y el hormigón fresco. Estas flechas deben preverse y contrarrestarse mediante contraflechas.

Usualmente la ejecución de un tramo completo suele realizarse en 15 días.

2.2.3. Problemas constructivos

En los métodos constructivos recientemente mencionados es posible visualizar que factores como la geografía del terreno ya no afectan de mayor manera la confección de un puente, pues existen diversas técnicas que permitirán llevar a cabo la estructura.

Sin embargo, existe un factor que no se tiene en consideración y que repercute enormemente en la construcción de una estructura de esta envergadura: los tiempos de ejecución.

De las técnicas recientemente mencionadas, la autocimbra es la de mayor velocidad de ejecución, utilizándose para ello dos semanas en la confección de un vano.

Frente a estos tiempos de ejecución surge la necesidad de plantearse la siguiente interrogante: ¿es posible disminuir estos plazos?

Además, debido a los altos costos asociados a los encofrados de las secciones es posible preguntarse: ¿se pueden utilizar cimbras de puentes más angostos y ligeros?

La respuesta a estas dos grandes interrogantes es sí, viéndose a continuación dos técnicas desarrolladas para ello.

a) Técnica planteada en 1978 por suizos:

En este caso se plantea realizar el hormigonado como se observa en la Figura 2. 11.

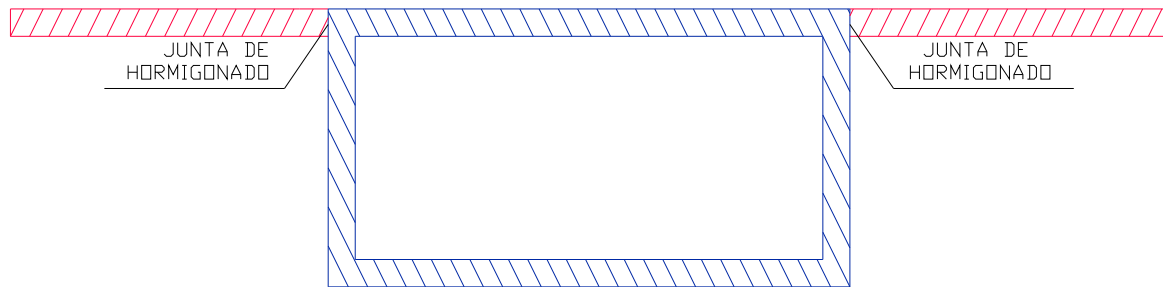


Figura 2. 11. Junta de hormigonado planteada por suizos (1º fase en azul y 2º fase en rojo).

Confeccionando la sección cajón de la manera propuesta es posible utilizar encofrados de tableros de puentes de dimensiones inferiores.

Con esta técnica la ejecución de un vano tarda una semana producto que los voladizos se encuentran fuera del camino crítico de construcción.

Es importante destacar que se obtiene la continuidad en la sección mediante pretensado transversal.

b) Técnica planteada en 2004/2005 por Empresa Mecanotubo:

En este caso se plantea realizar el hormigonado de acuerdo a la Figura 2. 12.

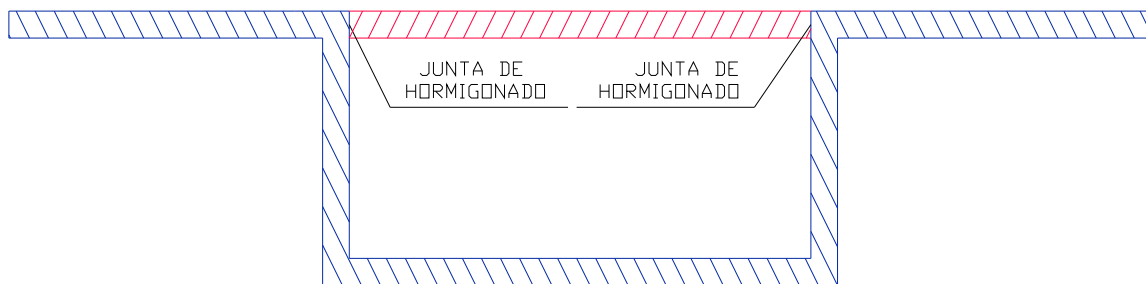


Figura 2. 12. Junta de hormigonado planteada por Mecanotubo (1º fase en azul y 2º fase en rojo).

Como gran ventaja se tiene que al ser la 1º fase autoportante la ejecución de la losa superior central se encuentra fuera del camino crítico de construcción, por lo que es posible mover la cimbra, tardando menos tiempo la confección de un vano. En este caso la continuidad transversal se obtiene mediante empalmes por prolongación recta.

En la Figura 2. 13 se pueden observar algunas imágenes de la aplicación de esta técnica.



Figura 2. 13. Aplicación de técnica desarrollada por Mecanotubo.

Sin embargo, esta técnica conlleva un gran problema, se generan largas longitudes de empalme o solape, tal como se visualiza en la Figura 2. 14.

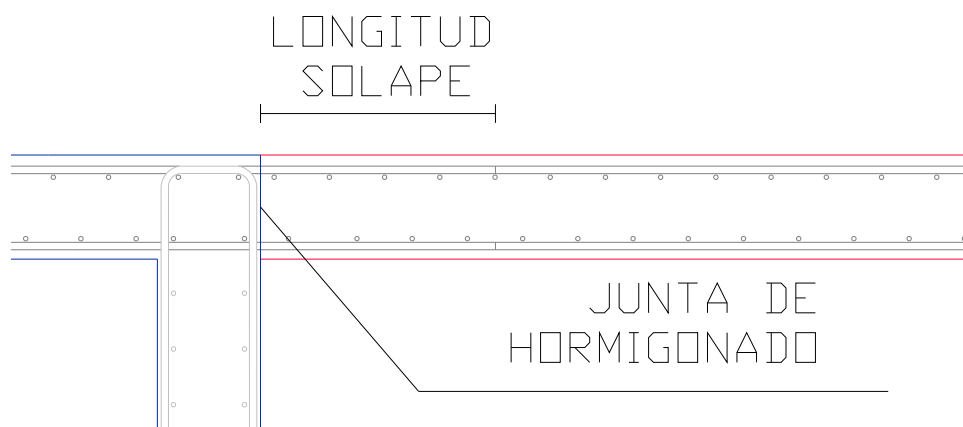


Figura 2. 14. Empalme por prolongación recta.

Debido a los grandes diámetros, usualmente utilizados en la confección de este tipo de sección, se obtienen longitudes excesivas de empalme, por lo que surgen dos problemáticas:

- Cómo introducir el encofrado para la ejecución de la losa superior central.
- Existen altos riesgos de seguridad y salud laboral.

De esta manera surge la necesidad de plantear un nuevo tipo de empalme que permita minimizar plazos de ejecución, facilitando la colocación del encofrado interior y permitiendo disminuir riesgos laborales.

2.3. TÉCNICAS DE EMPALME Y ANCLAJE DE ARMADURAS

Se establece como punto de partida, para proponer un nuevo tipo de empalme, conocer lo que explicitan las normativas respecto a longitudes de anclaje y empalme; analizando en particular [EHE (2008)], [ACI 318 (1999, 2002, 2005)] y [DIN 1045 (1972, 1988)].

En primera instancia se recordarán las principales características de los materiales que componen una sección de hormigón armado.

2.3.1. Conceptos básicos de Hormigón Armado

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece escasa resistencia a la tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que trabajan a flexión o tracción. Si se refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas traccionadas, el material resultante, denominado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos.

Es así como las armaduras de acero deben absorber los esfuerzos de tracción generados por la flexión o tracción. Para su dimensionamiento se supone que el hormigón, debido a su escasa resistencia a la tracción, no colabora en este tipo de sollicitación. Mediante dicha armadura no es posible evitar la aparición de fisuras en el hormigón sometido a tracción, pero tiene por objeto evitar que las mismas, para las cargas útiles, no resulten visibles a simple vista.

En muchos casos la armadura sirve también para reducir el ancho de fisuras cuando son originadas por tensiones propias, o de coacción, como suele ocurrir por impedimento a la deformación debida a variaciones térmicas, contracción, apoyos hiperestáticos, etc.

En elementos sometidos a compresión la armadura contribuye a aumentar la capacidad portante del hormigón comprimido (ej: columnas), o la seguridad de elementos comprimidos esbeltos contra el pandeo y a evitar también la aparición de grandes grietas o colapso debido a momentos flectores que actúan simultáneamente.

Al ir evolucionando la técnica del hormigón armado se hizo patente la necesidad de emplear aceros de mayor límite elástico; pero para ello era necesario mejorar la adherencia entre el hormigón y las barras, buscando conseguir una distribución más uniforme de las posibles fisuras (mayor número de aberturas más pequeñas). Surge así la idea de generar, en toda la superficie de la barra, una serie de resaltos, corrugas o aletas, con lo que se originan las denominadas barras corrugadas, cuyo empleo hoy en día es casi exclusivo del hormigón armado.

2.3.1.1. Adherencia entre hormigón y acero

En el hormigón armado se considera la acción conjunta del acero y del hormigón, gracias al fenómeno de la adherencia que se desarrolla entre estos dos materiales. Si no existiese la adherencia la armadura deslizaría sin encontrar resistencia ante cualquier esfuerzo de tracción. Este fenómeno además presenta un papel fundamental en el anclaje y empalme de barras.

Han sido numerosas las contribuciones de investigadores para describir el mecanismo de adherencia en el hormigón armado. Entre todas estas destaca la de [Tepfers, R. (1973)] quien afirma que la transferencia de tensiones desde la barra embebida en el hormigón se produce mediante unas fuerzas inclinadas de compresión según un ángulo α . Equilibrando la componente radial de esta fuerza aparece un anillo de tensiones (Figura 2. 15) que provoca fisuras internas.

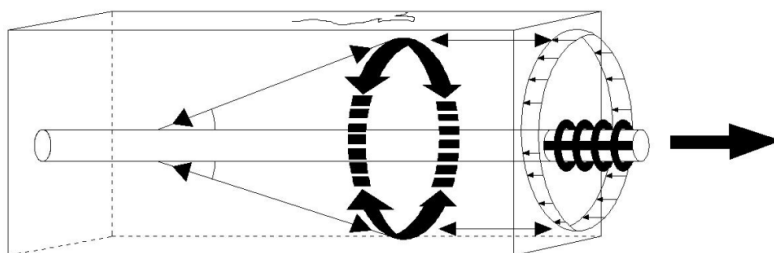


Figura 2. 15. Formación de anillo de tracción en hormigón equilibrando las fuerzas de adherencia.

La adherencia afecta distintos aspectos del comportamiento estructural, siendo no sólo para estados límites últimos, sino también en situaciones de servicio, relacionándose con aspectos como la fisuración y la deformación.

El control de la fisuración es de gran importancia para garantizar la correcta protección de las armaduras frente a agentes agresivos, ambientes marinos, humedad, etc., que podrían acelerar el proceso de deterioro.

1. Mecanismo de adherencia entre el hormigón y el acero

Para estudiar la adherencia se emplean diagramas que relacionan la tensión de adherencia local con el deslizamiento relativo de la barra. Este tipo de diagramas de adherencia se obtienen a partir de ensayos experimentales (pull-out o beam test) y dependen de variados parámetros.

La adherencia se basa en tres mecanismos resistentes: adhesión química, rozamiento e interacción mecánica. En barras lisas la adherencia se debe principalmente a la adhesión química y al rozamiento, mientras que en el caso de barras corrugadas éstos son despreciables y la adherencia se logra sobre todo mediante la interacción entre el hormigón y las corrugas.

A continuación se ve en detalle cada uno de estos mecanismos.

a) Adhesión química: Se debe a la interconexión físico-química de partículas de la pasta de cemento con la rugosidad de la superficie de contacto de la armadura.

b) Rozamiento: Este depende principalmente de las características e irregularidades de la barra. En el caso de barras corrugadas, las corrugas inducen tensiones en el hormigón situado en la parte superior de éstas, apareciendo fisuras transversales internas, permitiendo cierto deslizamiento de la barra.

Esta tensión de adherencia depende de numerosos factores, entre los que se tienen: resistencia a tracción del hormigón, posición y dirección de la sollicitación, recubrimiento, etc.

De no existir confinamiento en el elemento, el fallo se produce cuando estas fisuras alcanzan la superficie.

c) Interacción mecánica: Al aumentar la carga se modifica el comportamiento del elemento de hormigón, aumentando considerablemente el deslizamiento de la barra debido a la fisuración interna. En esta fase intervienen de forma muy activa el confinamiento, el recubrimiento, la armadura transversal, etc.

d) Fallo: Esta etapa culmina con el fallo de la adherencia. Si el hormigón está bien confinado la carga actuante puede aumentar hasta alcanzar la tensión máxima de adherencia. El valor de esta tensión máxima (τ) depende también de la resistencia del hormigón, del índice de corrugas y de la posición de la barra. Una vez superada esta tensión máxima se produce un descenso brusco de tensiones. Los fallos pueden ser:

d.1) Splitting: Consiste en la aparición de fisuras longitudinales en el recubrimiento según la dirección de la armadura. Se produce cuando las tensiones de tracción generadas por la adherencia superan la resistencia a tracción del hormigón y no existe confinamiento adicional proporcionado por el recubrimiento. Como la dirección de estas fisuras coincide con la del refuerzo, se expone la armadura en toda su longitud, resultando muy peligroso ya que podría deslizarse la armadura de no existir otro tipo de anclaje dentro de una pieza de hormigón, además desde el punto de vista de la durabilidad de la estructura.

Este tipo de fallo de adherencia es el más común en estructuras de hormigón armado con barras corrugadas, debido a escasos recubrimientos y a las cuantías de armadura transversal normalmente utilizadas.

Según [Cairns, J. (1995)] el fallo por splitting se origina cuando el recubrimiento es menor a tres veces el diámetro de la barra, ya que al aumentar la carga las fisuras se propagan radialmente y un mayor recubrimiento retrasa la aparición de fisuras en la superficie.

d.2) Pull-out: Consiste en el desplazamiento de la armadura dentro del elemento de hormigón. Se distinguen dos tipos:

- i. Deslizamiento de las barras: generalmente en barras lisas.
- ii. Arrancamiento según una superficie envolvente de las corrugas: si las condiciones de confinamiento son elevadas o queda garantizada la adherencia entre el hormigón y acero. Este tipo de fallo se produce en raras ocasiones en estructuras reales.

2. Influencia de la adherencia en el comportamiento estructural

La acción conjunta del hormigón y acero se ve comprometida al deteriorarse los mecanismos que garantizan la adherencia. En este caso, las deformaciones de los dos materiales no serían iguales, por lo que no resultaría válida la hipótesis de deformación plana de Bernoulli.

En elementos solicitados a flexión con cierto deterioro de la adherencia en zonas traccionadas, incluso podría alterarse el comportamiento de la pieza, pasando de trabajar como un elemento flectado, donde la parte central se encuentra solicitada a tensiones elevadas, a comportarse como un arco atirantado donde las tensiones se concentran en la zona del anclaje.

La adherencia es un factor a considerar en la capacidad última de carga de una estructura. Además juega un papel importante en la deformación bajo carga de servicio y en la fisuración, principalmente en el ancho de fisura y separación entre ellas.

Una de las principales causas de fallos de anclajes y solapes en estructuras existentes de hormigón armado es la pérdida de recubrimiento y/o un recubrimiento insuficiente, fundamental para garantizar la adherencia entre el hormigón y el acero, además de proteger a las armaduras frente a agentes agresivos.

2.3.1.2. Disposición de armaduras

Las armaduras pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primeras las longitudinales y las transversales.

Las armaduras longitudinales tienen por objeto absorber los esfuerzos de tracción originados en elementos sometidos a flexión o a tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón; mientras que las armaduras transversales se disponen para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para zunchar las zonas de hormigón comprimido y para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, evitando su pandeo y la formación de fisuras locales.

Las armaduras secundarias son aquellas que se disponen por razones meramente constructivas, o bien para absorber esfuerzos no preponderantes. Su trazado puede ser longitudinal o transversal, y se incluyen entre ellas: las armaduras de montaje (que facilitan la organización de las labores de ferralla); armaduras de piel (que se disponen en los paramentos de vigas de cantos importantes); las armaduras para retracción y efectos térmicos (que se disponen en forjados y losas en general); las armaduras de reparto (colocadas bajo cargas concentradas) y en general cuando interesa repartir una carga. Además ayudan a impedir una fisuración excesiva y contribuyen al buen atado de los elementos estructurales, facilitando su trabajo real.

Las armaduras deben colocarse limpias, exentas de óxido no adherido, así como libres de pinturas, grasas, hielo o cualquier otra sustancia perjudicial.

Es importante mencionar que no es conveniente el empleo simultáneo de aceros de diferente límite elástico para armar una misma pieza, debido al peligro de confundir unas barras con otras; sin embargo, pueden utilizarse aceros diferentes para armaduras principales y para los cercos o estribos.

2.3.1.3. Doblado de armaduras

Las armaduras pasivas son dobladas previamente a su encofrado, ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. Esta operación se realiza a temperatura ambiente, mediante dobladoras mecánicas, con velocidad constante y empleando mandriles, de modo que la curvatura sea constante en toda la zona. Excepcionalmente, en el caso de barras parcialmente hormigonadas, se puede admitir el doblado en obra por procedimientos manuales.

Sin embargo, no se admite el enderezamiento de codos, incluidos los de suministro, salvo cuando esta operación pueda realizarse sin generar daños en la barra. Asimismo, no debe doblarse un número elevado de barras en una misma sección de la pieza, con la finalidad de no crear una concentración de tensiones en el hormigón que pudiera llegar a ser peligrosa.

De ser imprescindible realizar desdoblados en obra, como por ejemplo en el caso de algunas armaduras en espera, éstos deben realizarse de acuerdo con procesos o criterios de ejecución contrastados, debiéndose comprobar que no se han producido fisuras o fracturas en ellas. En caso contrario, se procede a la sustitución de los elementos dañados. Si la operación de desdoblado se realiza en caliente, deben adoptarse las medidas adecuadas para no dañar el hormigón con las altas temperaturas.

2.3.1.4. Esfuerzos de fractura en zona de anclaje

El esfuerzo de anclaje de una barra (Z) se encuentra, en la zona de anclaje, en equilibrio con el esfuerzo de compresión (D) en el hormigón. El esfuerzo de compresión se expande en el hormigón a partir del extremo de la barra; originándose tensiones principales de tracción y compresión, cuyas trayectorias pueden apreciarse en la Figura 2. 16.

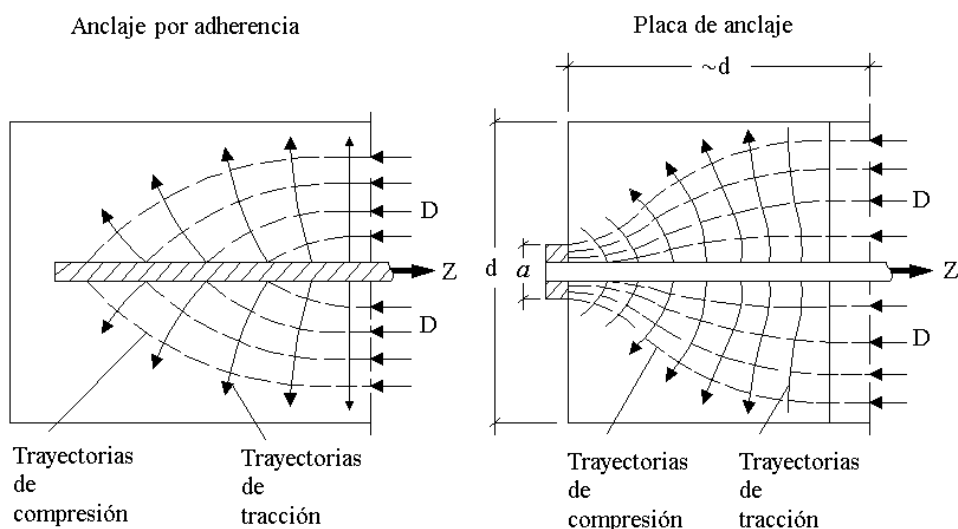


Figura 2. 16. Distribución de trayectoria de tensiones principales en zona de anclaje.
[Leonhardt, F.; Mönnig, E. (1995)]

Si la relación entre el recubrimiento y el diámetro de las barras es reducida, o la separación entre las mismas es pequeña, existe entonces el peligro de que como consecuencia de los

esfuerzos de fractura por tracción se originen en la zona de anclaje fisuras longitudinales, o que llegue a desprenderse el recubrimiento.

Teniendo en cuenta la reducida resistencia a tracción del hormigón, sobre todo en la dirección de hormigonado, es preciso tener presente dichos esfuerzos en todos los anclajes y también en otros lugares de barras con elevadas tensiones de adherencia, especialmente si en dichos lugares el hormigón es solicitado a tracción. Si en la zona de anclaje no actúa ningún esfuerzo transversal favorable de compresión, debe disponerse una armadura exterior transversal, en la longitud necesaria para el anclaje, que absorba dicha fractura.

2.3.2. Normativa EHE 2008

2.3.2.1. Disposiciones de armado

1. Separación entre barras

a) Barras aisladas:

La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- 20 mm, salvo en viguetas y losas alveolares pretensadas donde se tomarán 15 mm.
- El diámetro (\emptyset) mayor.
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

b) Grupos de barras:

Se llama grupo de barras a dos o más barras corrugadas puestas en contacto longitudinalmente.

Como norma general, se pueden colocar grupos de hasta tres barras como armadura principal. Podrán colocarse grupos de hasta cuatro barras cuando se trate de piezas comprimidas, hormigonadas en posición vertical, y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras.

En los grupos de barras, para determinar las distancias libres a las armaduras vecinas, se considera como diámetro de cada grupo el de la sección circular de área equivalente a la suma de las áreas de las barras constituyentes.

El número de barras y sus diámetros en el grupo serán tales que el diámetro equivalente no sea mayor que 50 mm, salvo en piezas comprimidas que se hormigonen en posición vertical, en las que la limitación anterior puede elevarse a 70 mm. En las zonas de solape el número de barras en contacto en la zona del empalme debe ser cuatro.

2. Diámetro del mandril de doblado

El diámetro mínimo de doblado de una barra ha de ser tal que evite compresiones excesivas y hendimiento del hormigón en la zona de curvatura de la barra, debiendo evitarse fracturas en la misma originadas por dicha curvatura. Para ello, salvo indicación contraria del proyecto, el doblado se realiza con mandriles de diámetro no inferior a los indicados en la Tabla 2. 1.

Acero	Gancho, patillas y ganchos en U		Barras dobladas y otras barras curvadas	
	Diámetro de la barra [mm]		Diámetro de la barra [mm]	
	$\varnothing < 20$	$\varnothing \geq 20$	$\varnothing < 20$	$\varnothing \geq 20$
B 500 S	4 \varnothing	7 \varnothing	12 \varnothing	14 \varnothing
B 500 SD	4 \varnothing	7 \varnothing	12 \varnothing	14 \varnothing

Tabla 2. 1. Diámetro mínimo de mandriles. [EHE (2008)]

Los cercos o estribos de diámetro igual o inferior a 12 mm pueden doblarse con diámetros inferiores, con tal de que ello no origine en dichos elementos un principio de fisuración. Para evitar esta fisuración, el diámetro empleado no debe ser inferior a 3 veces el diámetro de la barra, ni a 3 cm.

2.3.2.2. Anclaje de barras de armadura

1. Elementos de anclaje

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste. En general, se efectúan mediante alguna de las siguientes disposiciones:

- Por prolongación recta.
- Por gancho o patilla.
- Por armaduras transversales soldadas (ej: caso de mallas).
- Por dispositivos especiales.

Se recomienda su disposición en aquellas zonas en las que el hormigón esté sometido a compresiones, evitándose en lo posible las zonas de fuertes tracciones.

En la Figura 2. 17 se aprecian los diferentes tipos de anclaje.

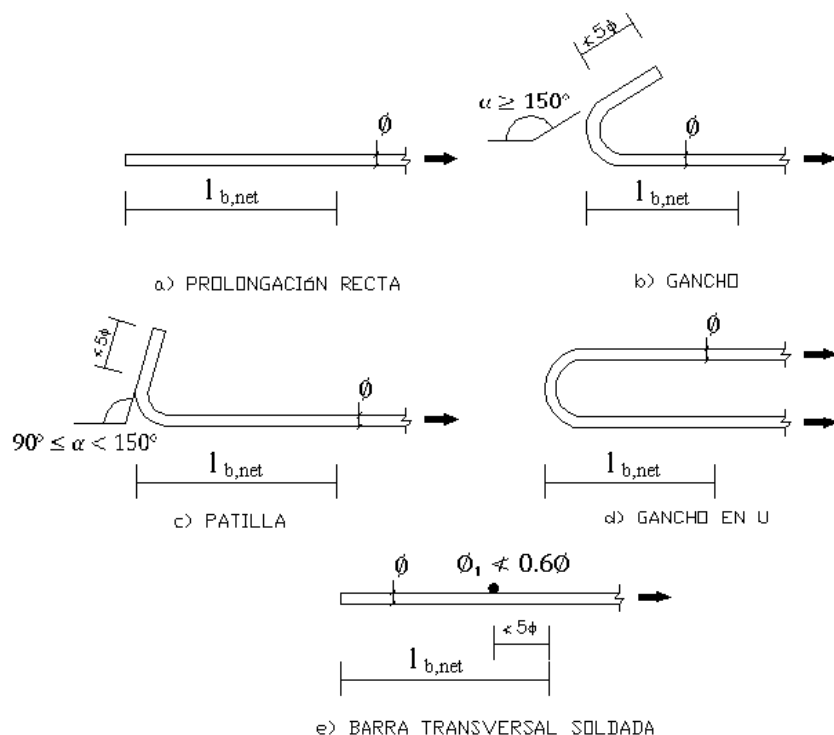


Figura 2. 17. Tipos de anclaje. [EHE (2008)]

Estos anclajes deben continuarse hasta los apoyos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo, en el caso de apoyos extremos de vigas; y al menos un cuarto en los intermedios. Esta armadura se prolonga a partir del eje del aparato de apoyo en una magnitud igual a la correspondiente longitud neta de anclaje.

2. Longitud básica de anclaje

La longitud de anclaje de una armadura (l_b) es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo de la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje. Por ello, su cálculo es complicado y en la práctica se sustituye por el empleo de longitudes de anclaje dadas por fórmulas sencillas, contrastadas experimentalmente, que quedan por el lado de la seguridad.

Se sabe que la longitud de anclaje depende, entre otras cosas, de la posición que ocupa la barra en la pieza con respecto a la dirección de hormigonado, encontrándose las barras superiores en peores condiciones de adherencia que las inferiores, producto de que el hormigón que las circunda es generalmente de calidad algo más baja (como consecuencia de la refluxión de aire y lechada hacia lo alto durante la compactación). Así, a efectos de adherencia se distinguen dos posiciones:

- Posición I, de buena adherencia: para las armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45° , están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.
- Posición II, de adherencia deficiente: para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores.

3. Anclajes de armaduras

a) Anclaje de barras corrugadas aisladas:

La longitud básica de anclaje en prolongación recta en posición I es la necesaria para anclar una fuerza $A_s \cdot f_{yd}$ de una barra, suponiendo una tensión de adherencia constante τ_{bd} , de tal manera que se satisfaga la siguiente ecuación de equilibrio:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}} \quad 2.1$$

Donde τ_{bd} depende de numerosos factores, entre ellos el diámetro de la armadura, las características resistentes del hormigón y de la propia longitud de anclaje.

Si las características de adherencia están certificadas, es posible reemplazar τ_{bd} , obteniéndose la longitud básica de anclaje de forma simplificada, la cual está descrita por las siguientes ecuaciones:

- Para barras en posición I:

$$l_b = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk} \cdot \phi}{20} \quad 2.2$$

- Para barras en posición II:

$$l_b = 1,4 \cdot m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk} \cdot \phi}{14} \quad 2.3$$

Donde:

l_b : Longitud básica de anclaje por prolongación recta [mm].

m : Coeficiente numérico en función del tipo de acero, obtenido a partir de los resultados experimentales del ensayo de adherencia.

ϕ : Diámetro de la barra [mm].

f_{yk} : Límite elástico garantizado del acero [N/mm^2].

En la Tabla 2. 2 se observan los valores del coeficiente m.

Resistencia característica del hormigón [N/mm^2]	m
	B 500 S B 500 SD
25	1,5
30	1,3
35	1,2
40	1,1
45	1,0
≥ 50	1,0

Tabla 2. 2. Valores del coeficiente numérico (m). [EHE (2008)]

En el caso de que las características de adherencia de las barras se comprueben a partir de la geometría de corrugas, el valor de τ_{bd} es:

$$\tau_{bd} = 2,25 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot f_{ctd} \quad 2.4$$

Donde:

n_1 : Coeficiente relacionado con la calidad de la adherencia y la posición de la barra durante el hormigonado. Existen dos posibles valores: $n_1 = 1,0$ para buena adherencia; $n_1 = 0,7$ para cualquier otro caso.

n_2 : Coeficiente relacionado con el diámetro de la barra. Existen dos posibles valores: $n_2 = 1$ para barras de diámetro $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$; $n_2 = (132 - \varnothing)/100$ para barras de diámetro $\varnothing > 32 \text{ mm}$.

f_{ctd} : Resistencia a tracción de cálculo. A efectos de cálculo no se adopta un valor superior al asociado a un hormigón de resistencia característica 60 N/mm^2 , excepto si se demuestra mediante ensayos que la resistencia media de adherencia puede resultar mayor que la obtenida con esta limitación.

De esta manera, la longitud neta de anclaje se define como:

$$l_{b \text{ neta}} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \approx l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}} \quad 2.5$$

Donde:

β : Factor de reducción.

σ_{sd} : Tensión de trabajo de la armadura que se desea anclar, en la hipótesis de carga más desfavorable, en la sección desde la que se determina la longitud de anclaje.

A_s : Armadura necesaria por cálculo en la sección que se ancla la armadura.

$A_{s, \text{real}}$: Armadura realmente existente en la sección que se ancla la armadura.

En la Tabla 2. 3 se tienen los valores del factor de reducción (β).

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 ⁽¹⁾	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

Tabla 2. 3. Valores del factor de reducción (β). [EHE (2008)]

Es importante destacar que la longitud neta de anclaje definida no puede adoptar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- 10ϕ .
- 150 mm.
- La tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y los dos tercios de dicha longitud para barras comprimidas.

En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje deben aumentarse en 10ϕ .

b) Reglas especiales para el caso de grupos de barras:

Siempre que sea posible, los anclajes de las barras de un grupo se harán por prolongación recta.

Cuando todas las barras del grupo dejan de ser necesarias en la misma sección (ej: anclaje de las barras de tracción de una pieza en voladizo, a partir de la sección de empotramiento), la longitud de anclaje será como mínimo:

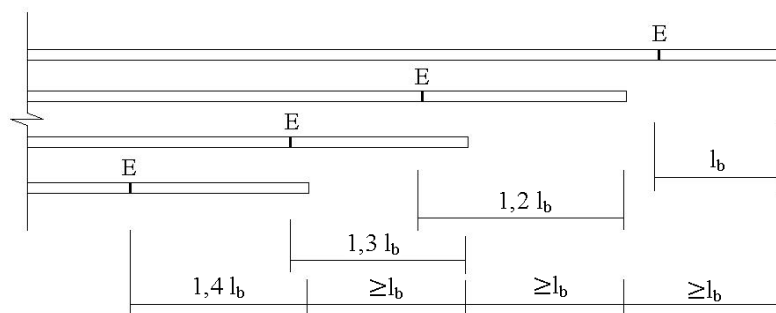
- $1,3l_b$ para grupos de 2 barras.
- $1,4l_b$ para grupos de 3 barras.
- $1,6l_b$ para grupos de 4 barras.

Siendo l_b la longitud de anclaje correspondiente a una barra aislada.

Cuando las barras del grupo dejan de ser necesarias en secciones diferentes, a cada barra se le dará la longitud de anclaje que le corresponda según el siguiente criterio:

- $1,2l_b$ si va acompañada de 1 barra en la sección en que deja de ser necesaria.
- $1,3l_b$ si va acompañada de 2 barras en la sección en que deja de ser necesaria.
- $1,4l_b$ si va acompañada de 3 barras en la sección en que deja de ser necesaria.

Teniendo en cuenta que en ningún caso los extremos finales de las barras pueden distar entre sí menos de la longitud l_b , tal como se ve en la Figura 2. 18.



E: SECCIÓN EN QUE DEJA DE SER NECESARIA LA BARRA

Figura 2. 18. Anclaje de grupo de barras. [EHE (2008)]

⁽¹⁾ Si el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es superior a 3ϕ . En caso contrario $\beta = 1$.

2.3.2.3. Empalme de barras de armadura

Los empalmes deben diseñarse de manera que la transmisión de fuerzas de una barra a la siguiente quede asegurada, sin que se produzcan desconchados o cualquier otro tipo de daño en el hormigón próximo a la zona de empalme.

No se disponen más que aquellos empalmes indicados en los planos y los que autorice el director de obra. Se procura que los empalmes queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaja a su máxima capacidad.

Los empalmes pueden realizarse por solape o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen permanentemente una resistencia a la rotura no inferior a la de la menor de las 2 barras empalmadas, y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no exceda 0,1 mm para cargas de servicio (situación poco probable).

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción de una pieza se distancian unos de otros de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a l_b , tal como se ve en la Figura 2. 19.

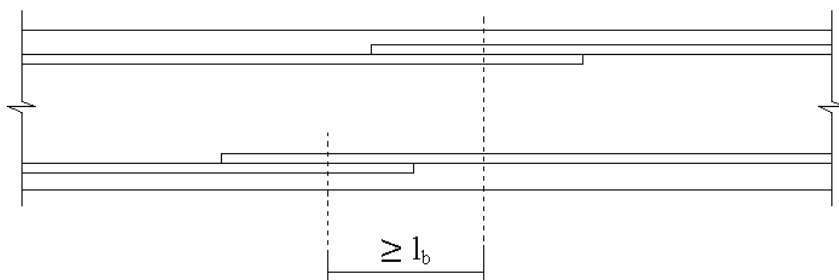


Figura 2. 19. Distanciamiento mínimo entre empalmes. [EHE (2008)]

1. Empalme por solape de barras aisladas

Este tipo de empalmes se realiza colocando las barras una al lado de otra, dejando una separación entre ellas de 4ϕ como máximo.

La longitud de solape será igual a:

$$l_s = \alpha \cdot l_{b \text{ neta}} \quad 2.6$$

Donde:

$l_{b \text{ neta}}$: Valor de la longitud neta de anclaje.

α : Coeficiente definido en función del porcentaje de armadura solapada en una sección respecto a la sección total de acero de esa misma sección, de la distancia transversal entre empalmes y del tipo de refuerzo.

En la Tabla 2. 4 se aprecian los valores del factor del coeficiente (α).

Distancia entre empalmes más próximo (" a ")	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a \leq 10\phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10\phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Tabla 2. 4. Valores del coeficiente α . [EHE (2008)]

En la Figura 2. 20 se aprecia lo que representa el valor “ a ”.

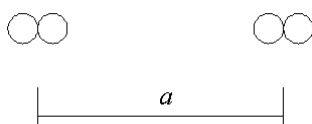


Figura 2. 20. Determinación distancia “ a ”. [EHE (2008)]

Para barras de diámetro mayor que 32 mm, sólo se admiten los empalmes por solape si, en cada caso y mediante estudios especiales, se justifica satisfactoriamente su correcto comportamiento.

En la zona de solape deben disponerse armaduras transversales con sección igual o superior a la sección de la mayor barra solapada.

2. Empalme por solape de grupos de barras

Para el empalme por solape de un grupo de barras, se añade una barra suplementaria en toda la zona afectada por los empalmes, de diámetro igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra se coloca enfrentada a tope a aquella que va a empalmar. La separación entre los distintos empalmes y la prolongación de la barra suplementaria es de $1,2l_b$ o $1,3l_b$ según sean grupos de dos o tres barras, tal como se observa en la Figura 2. 21.

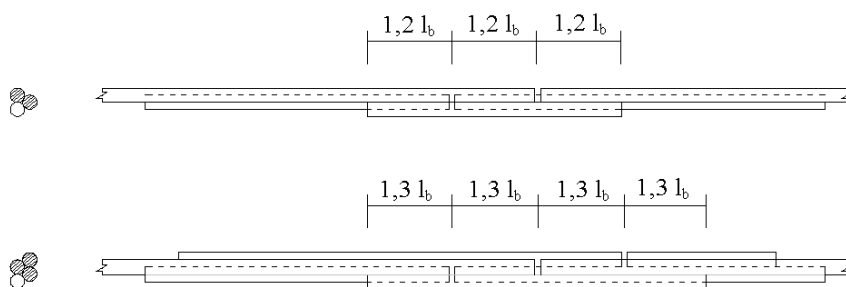


Figura 2. 21. Empalme por solape de grupos de barras. [EHE (2008)]

Se prohíbe el empalme por solape en los grupos de cuatro barras.

3. Empalme por soldadura resistente

Este tipo de empalmes debe ser ejecutado por operarios debidamente cualificados.

Las superficies a soldar deben encontrarse secas y libres de todo material que pudiera afectar la calidad de la soldadura.

Se prohíbe realizar soldaduras de armaduras galvanizadas o con recubrimientos epoxídicos.

No es posible disponer este tipo de empalmes en tramos de fuerte curvatura del trazado de las armaduras.

Las soldaduras a tope de barras de distinto diámetro pueden realizarse siempre que la diferencia entre diámetros sea inferior a 3 mm.

Como principal restricción se tiene que no es posible realizar soldaduras en períodos de intenso viento, cuando esté lloviendo o nevando, a menos que se tomen medidas de precaución, tales como disposición de pantallas o cubiertas protectoras, y se proteja adecuadamente la soldadura, evitando un enfriamiento rápido. Bajo ninguna circunstancia se lleva a cabo una soldadura sobre una superficie que se encuentre a una temperatura igual o inferior a 0 °C inmediatamente antes de soldar.

4. Empalme mecánico

Los empalmes realizados mediante dispositivos mecánicos de unión deben realizarse de acuerdo con las especificaciones del proyecto y los procedimientos indicados por los fabricantes.

Los requisitos exigibles a estos tipos de uniones tienen como objetivo garantizar que el comportamiento de la zona de empalme, tanto en servicio como en agotamiento, sea similar al que tendría aisladamente cada una de las barras unidas.

Respecto a esto, se exige que los dispositivos de empalme:

- Tengan, al menos, la misma capacidad resistente que la menor de las barras que se empalman.
- No presenten un deslizamiento relativo mayor que 0,1 mm bajo tensión de servicio.
- Unan barras del mismo diámetro o, en su defecto, de diámetros consecutivos en la serie de diámetros y siempre que la diferencia entre los diámetros de las barras empalmadas sea menor o igual que 5 mm.
- Después de aplicar una tracción en las barras correspondiente al 60% de la carga unitaria de rotura garantizada de la barra más fina, el alargamiento residual del dispositivo de empalme debe ser menor o igual que 0,1 mm.

En este tipo de uniones no se exige añadir armadura transversal suplementaria ni aumentar los recubrimientos (aunque para estos últimos efectos se asume como diámetro de la armadura el del empalme o manguito), ya que no se somete al hormigón a sollicitaciones adicionales. Por ello, se permite concentrar la totalidad de estos empalmes en una misma sección, siempre que no afecte a la colocación del hormigón.

2.3.3. Normativa ACI 318-05

2.3.3.1. Disposiciones de armado

1. Ganchos estándar

Este término se emplea con uno de los siguientes significados:

- a) Doble de 180° más una extensión de $4d_b$, pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra.
- b) Doble de 90° más una extensión de $12d_b$, en el extremo libre de la barra.

Para estribos y ganchos de estribo:

- a) Barra N° 16 y menor, doble de 90° más $6d_b$ de extensión en el extremo libre de la barra.
- b) Barra N° 19, N° 22 y N° 25, doble de 90° más extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra.
- c) Barra N° 25 y menor, doble de 135° más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la barra.

2. Separación entre barras

a) *Barras aisladas:*

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una misma capa debe ser d_b , pero no menor que 25 mm.

Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las barras de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor a 25 mm.

Esta limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslape y los empalmes o barras adyacentes.

b) Grupos de barras:

Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete, para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.

Los paquetes de barras deben estar colocados dentro de los estribos.

En el caso de vigas, las barras mayores a N° 36 no deben agruparse en paquetes.

En elementos sometidos a flexión, cada una de las barras de un paquete que termina dentro del vano, debe finalizar en lugares diferentes separados al menos $40d_b$.

Cuando las limitaciones de espaciamiento y recubrimiento mínimo del hormigón se basan en el diámetro de las barras d_b , un paquete de barras debe considerarse como una sola barra de diámetro equivalente al que se deduzca del área total de las barras del paquete.

3. Diámetro mínimo del mandril de doblado

El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetro N° 10 a N° 16, no debe ser menor que los valores mostrados en la Tabla 2. 5.

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
N° 12 a N° 25	$6d_b$
N° 29, N° 32 y N° 36	$8d_b$
N° 43 y N° 57	$10d_b$

Tabla 2. 5. Diámetros mínimos de doblado. [ACI 318 (2005)]

El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para barras N° 16 y menores. Para barras mayores que N° 16, el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la tabla.

Es importante mencionar que todo refuerzo debe doblarse en frío, a menos que el ingeniero permita otra cosa.

Ningún refuerzo parcialmente embebido en el hormigón puede doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el ingeniero, teniendo presente qué de poder efectuarse el doblado en caliente este calentamiento debe realizarse de manera tal que no ocasione daños al hormigón.

2.3.3.2. Anclaje de barras de armadura

Es importante destacar que ya no es necesario considerar el concepto de adherencia por flexión, que hacía hincapié en el cálculo del máximo esfuerzo nominal de adherencia. La consideración de una resistencia promedio a la adherencia sobre la longitud total de desarrollo del refuerzo es más significativa, debido, en parte, a que todos los ensayos de adherencia consideran una resistencia promedio de adherencia sobre una longitud embebida del refuerzo y, en parte, porque existen variaciones extremas no calculadas en los esfuerzos locales de adherencia cerca de las grietas.

La tracción o compresión calculada en el refuerzo de cada sección de elementos de hormigón estructural debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el hormigón, gancho o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos. Los ganchos no se deben emplear para desarrollar barras a compresión.

Es importante conocer que los valores de $\sqrt{f'_c}$ utilizados en esta normativa no deben exceder de 8,3 MPa.

1. Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a tracción

La longitud de desarrollo para barras y alambres corrugados en tracción (l_d) puede determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$l_d = \left[\frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(c_b + \frac{K_{tr}}{d_b} \right)} \right] \cdot d_b \quad 2.7$$

Donde:

f_y : Resistencia a fluencia del refuerzo [MPa].

ψ_t : Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo.

ψ_e : Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el revestimiento del refuerzo.

ψ_s : Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tamaño del refuerzo.

λ : Factor de modificación relacionado con la densidad del hormigón.

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón [MPa].

d_b : Diámetro nominal de la barra [mm].

$$\text{Como requisito se impone que: } \left(c_b + \frac{K_{tr}}{d_b} \right) \leq 2,5 \quad 2.8$$

Además:

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{10 \cdot s \cdot n} \quad 2.9$$

Donde:

A_{tr} : Área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado [mm^2].

f_{yt} : Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal [MPa].

s : Espaciamiento medido centro a centro refuerzo longitudinal, refuerzo transversal [mm].

n : Número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento.

Se puede utilizar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

Es importante decir que l_d no puede ser menor que 300 mm.

Es posible trabajar esta ecuación, obteniéndose las ecuaciones representadas en la Tabla 2. 6.

	Alambres corrugados o barras N° 19 y menores	Barras N° 22 y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que d_b , recubrimiento libre no menor que d_b , y estribos a lo largo de l_d no menos que el mínimo del reglamento o espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor a d_b	$\left(\frac{12 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{25 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$	$\left(\frac{3 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$
Otros casos	$\left(\frac{18 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{25 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$	$\left(\frac{9 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{10 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$

Tabla 2. 6. Determinación longitud de desarrollo. [ACI 318 (2005)]

Los factores a utilizar en las expresiones entregadas son los siguientes:

- Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más de 300 mm de hormigón fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme $\psi_t = 1,3$. En otras situaciones $\psi_t = 1,0$.
- Barras o alambres con recubrimiento epóxico con espesor menor de $3d_b$, o separación libre menor de $6d_b$, se tiene que $\psi_e = 1,5$. Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico $\psi_e = 1,2$. Para refuerzos sin recubrimiento $\psi_e = 1,0$.
- No obstante, el producto de $\psi_t \cdot \psi_e$ no necesita ser mayor de 1,7.
- Para barras N° 19 o menores y alambres corrugados $\psi_s = 0,8$. Para barras N° 22 y mayores $\psi_s = 1,0$.
- Donde se use hormigón liviano $\lambda = 1,3$. No obstante, cuando se especifica f_{ct} se puede considerar $\lambda = 0,56 \cdot \sqrt{f'_c} / f_{ct}$, pero no menor que 1,0. Donde se utilice hormigón de peso normal $\lambda = 1,0$.

Se permite reducir l_d cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por análisis, excepto cuando se requiere específicamente anclaje o desarrollo para f_y o refuerzo para zona altamente sísmica.

2. Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión (l_{dc}) debe tomarse como el mayor obtenido entre las dos expresiones siguientes:

$$a) \ l_{dc} = \left(0,24 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \quad 2.10$$

$$b) \ l_{dc} = (0,043 \cdot f_y) \cdot d_b \text{ (donde la constante 0,043 tiene unidad [mm}^2\text{/N])} \quad 2.11$$

Es importante mencionar que l_{dc} no puede ser menor que 200 mm.

Sin embargo, se permite multiplicar la longitud l_{dc} por los siguientes factores:

- Cuando el refuerzo excede lo requerido por el análisis: $A_{s \text{ requerido}} / A_{s \text{ proporcionado}}$

- b) Cuando el refuerzo está confinado por una espiral cuya barra tiene un diámetro no menor de 6 mm y no más de 100 mm de paso o dentro de estribos N° 13, y espaciadas a distancias no mayores que 100 mm medidos entre centros:0,75

3. Desarrollo de paquetes de barras

La longitud de desarrollo de cada barra individual dentro de un paquete de barras sometido a tracción o a compresión, debe ser aquella de la barra individual aumentada un 20% para un paquete de 3 barras y en un 33% para un paquete de 4 barras. Es importante destacar que se hace necesaria esta extensión producto de que el agrupamiento hace más difícil generar resistencia de adherencia en el núcleo entre las barras.

A efectos de determinar los factores de reducción, anteriormente mencionados, debe tratarse al paquete de barras como una sola barra de un diámetro derivado del área total equivalente.

4. Desarrollo de ganchos estándar en tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (l_{dh}) debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$l_{dh} = \left(0,24 \cdot \psi_e \cdot \lambda \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \quad 2. 12$$

Donde:

- a) Para refuerzo con recubrimiento epóxico $\psi_e = 1,2$. En otros casos $\psi_e = 1,0$
 b) Para hormigón con agregados livianos $\lambda = 1,3$. En otros casos $\lambda = 1,0$

Es importante conocer que l_{dh} no puede ser menor que $8d_b$ y 150 mm.

La longitud l_{dh} puede multiplicarse por los siguientes factores cuando corresponda:

- a) Para barras N° 36 y ganchos menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 60 mm, y para ganchos de 90°, con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm:0,7
 b) Para ganchos de 90° de barras N° 36 y menores que se encuentran confinadas por estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a lo largo de l_{dh} a no más de $3d_b$; o bien, rodeado con estribos paralelos a la barra que se está desarrollando y espaciados a no más de $3d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo del extremo del gancho más el doblez:0,8
 c) Para ganchos de 180° de barra N° 36 y menores que se encuentran confinados con estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a no más de $3d_b$ a lo largo de l_{dh} :0,8
 d) Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y y se dispone una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis: $A_{s \text{ requerido}}/A_{s \text{ proporcionado}}$

Si se cumplen las condiciones a) y c) recientemente mostradas, se reduce la expresión de cálculo de la longitud l_{dh} a la mostrada en la Figura 2. 22.

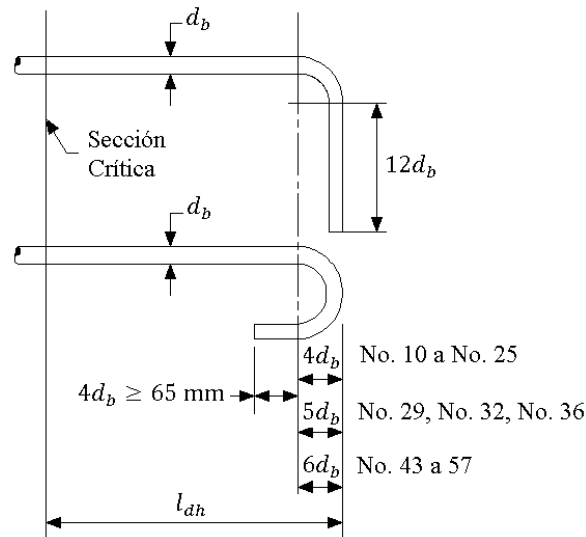


Figura 2. 22. Detalles de barras dobladas para desarrollar el gancho estándar. [ACI 318 (2005)]

Los casos en que se pueden utilizar los factores de modificación otorgados en el punto b) se muestran en las Figura 2. 23 y Figura 2. 24.

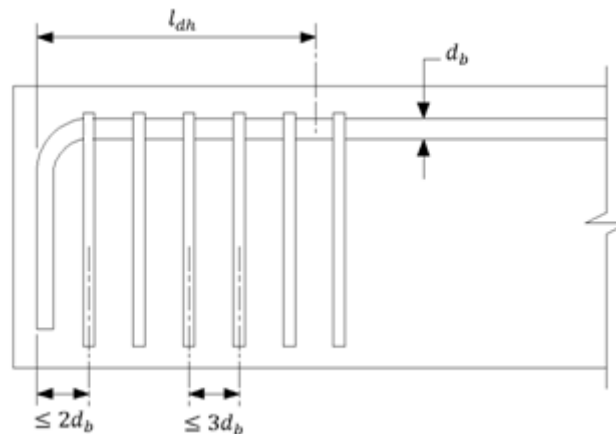


Figura 2. 23. Estribos colocados perpendicularmente a la barra en desarrollo, espaciadas a lo largo de la longitud de desarrollo l_{dh} . [ACI 318 (2005)]

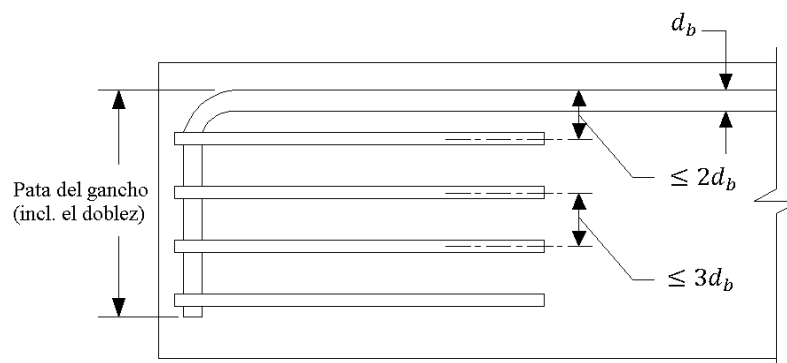


Figura 2. 24. Estribos colocados paralelamente a la barra en desarrollo, espaciados a lo largo del gancho más el doblado. [ACI 318 (2005)]

Para barras que son desarrolladas mediante un gancho estándar en extremos discontinuos de elementos con recubrimiento sobre el gancho de menos de 65 mm en ambos lados y en el borde superior (o inferior), la barra con el gancho se debe confinar con estribos, perpendicular a la barra en desarrollo, espaciados en no más de $3d_b$ a lo largo de l_{dh} . El primer estribo debe

confinar la parte doblada del gancho dentro de $2d_b$ del exterior del doblez. Un caso típico de esto se da en vigas simplemente apoyadas, extremos libres en voladizo, etc.

Es importante mencionar que los ganchos no deben considerarse efectivos para el desarrollo de barras en compresión.

5. Anclajes mecánicos

Puede utilizarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar al hormigón.

Se debe presentar a la autoridad competente los resultados de ensayos que muestren que tales dispositivos mecánicos son adecuados.

Se permite que el desarrollo del refuerzo consista en una combinación de anclaje mecánico más una longitud adicional de refuerzo embebido en el hormigón entre el punto de esfuerzo máximo de la barra y el anclaje mecánico.

2.3.3.3. **Empalme de barras de armadura**

Se pueden efectuar éstos cuando se requiera o permitan los planos de diseño, las especificaciones, o si lo autoriza el ingeniero.

1. Empalmes por traslapo

Para las barras mayores de N° 36 en general no se deben utilizar empalmes por traslapo, excepto para los casos:

- a) De barras sometidas a compresión.
- b) En zapatas.

Los empalmes por traslapo de paquetes de barras deben basarse en la longitud de empalme por traslapo requerida para las barras individuales del paquete. Los empalmes por traslapo de las barras individuales del paquete no deben superponerse. No deben empalmarse por traslapo paquetes enteros.

En elementos sometidos a flexión, las barras empalmadas por traslapo que no quedan en contacto entre sí no deben separarse transversalmente en menos de $1/5$ de la longitud de empalme por traslapo requerida o 150 mm.

2. Empalmes soldados y mecánicos

Se permite el uso de éstos.

Un empalme mecánico completo debe desarrollar en tracción o compresión, según sea requerido, al menos de $1,25f_y$ de la barra.

3. Empalmes de alambres y barras corrugadas a tracción

La longitud mínima del empalme por traslapo en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapo Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

- Empalme por traslapo Clase A: $1,0l_d$
- Empalme por traslapo Clase B: $1,3l_d$

Donde l_d se calcula de acuerdo a lo señalado con anterioridad, sin factor de modificación.

Cuando muchas barras ubicadas en el mismo plano se empalman en la misma sección, el espaciamiento libre es la distancia mínima entre empalmes adyacentes. Para empalmes por

traslape escalonados, el espaciamiento libre se toma como la mínima distancia entre empalmes por traslape adyacentes. Esto se aprecia en la Figura 2. 25.

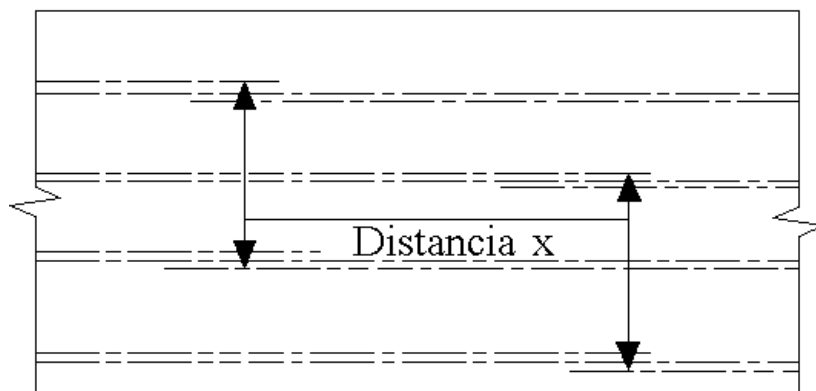


Figura 2. 25. Espaciamiento libre de barras empalmadas. [ACI 318 (2005)]

Los empalmes por traslape de alambres y barras corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmes por traslape Clase B, excepto que se admiten empalmes por traslape de Clase A cuando se cumple:

- El área de refuerzo proporcionada es al menos el doble que la requerida por análisis a todo lo largo del empalme por traslape.
- La mitad, o menos, del refuerzo total está empalmado dentro de la longitud de empalme por traslape requerido.

Estos requisitos fomentan la localización de los empalmes por traslape fuera de las zonas de altos esfuerzos de tracción, hacia donde el área del acero proporcionado en la localización del empalme por traslape sea por lo menos 2 veces la requerida por análisis.

Frente a empalmes soldados o mecánicos, debe desarrollarse por lo menos un 125% de la resistencia a la fluencia especificada cuando se encuentran localizados en regiones con tracciones elevadas en el refuerzo. Dichos empalmes no necesitan estar escalonados, aunque es aconsejable donde el área de refuerzo es menos del doble de la requerida por cálculo.

Los empalmes soldados o mecánicos que no cumplan con los requisitos anteriores se permiten para barras N° 16 o menores, si cumplen tres requisitos:

1. Los empalmes deben estar escalonados cuando menos 600 mm.
2. Al calcular las fuerzas de tracción que pueden ser desarrolladas en cada sección, el esfuerzo en el refuerzo empalmado debe tomarse como la resistencia especificada del empalme, pero no mayor que f_y . El esfuerzo en el refuerzo no empalmado debe tomarse como f_y veces la relación entre la menor longitud anclada más allá de la sección y l_d , pero no mayor que f_y .
3. La fuerza de tracción total que puede ser desarrollada en cada sección debe ser al menos el doble que la requerida por el análisis y al menos 140 MPa veces el área total del refuerzo proporcionado.

Los empalmes en elementos de amarre en tracción se deben hacer con un empalme soldado o mecánico completo, y los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados por lo menos a 750 mm.

4. Empalmes de barras corrugadas a compresión

La investigación sobre adherencia ha estado principalmente relacionada con barras en tracción. El comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se dificulta por el

problema del agrietamiento transversal de tracción, y por lo tanto, los empalmes en compresión no requieren de disposiciones tan estrictas como las de los empalmes en tracción.

La longitud de un empalme por traslapo en compresión debe:

- Para $f_y \leq 420$ MPa: $l_{dc} = 0,07 \cdot f_y \cdot d_b$ 2. 13

- Para $f_y > 420$ MPa: $l_{dc} = (0,13 \cdot f_y - 24) \cdot d_b$ 2. 14

Sin embargo, l_{dc} no puede ser menor que 300 mm.

Para f'_c menor que 20 MPa la longitud de empalme por traslapo debe incrementarse en 1/3.

Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del empalme por traslapo debe ser la mayor de l_{dc} de la barra de tamaño mayor, o la longitud de empalme por traslapo de la barra de diámetro menor. Se permite empalmar por traslapo barras N° 43 y N° 57 con barras de diámetro N° 36 y menores.

5. *Empalmes a tope*

En las barras que se requieren sólo para compresión, se permite transmitir el esfuerzo de compresión por apoyo directo a través de cortes a escuadra, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de 3° respecto al apoyo completo después del ensamble.

Los empalmes de tope se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos cerrados o espirales. Esto se realiza para garantizar una resistencia mínima al cortante en secciones con empalmes de tope.

2.3.4. Normativa DIN 1045

2.3.4.1. *Disposiciones de armado*

1. *Separación entre barras*

La separación libre entre barras rectas, aún en zonas de empalme, debe ser 2 cm como mínimo y no inferior al diámetro de la barra ϕ .

2. *Diámetro mínimo del mandril de doblado*

En la Tabla 2. 7 es posible obtener el diámetro mínimo (d_B).

Diámetro barra ϕ [mm]	d_B para acero para hormigón de calidad *			
	BSt 22/34 GU	BSt 22/34 RU	BSt 42/50 RU, RK BSt 50/55 RK	BSt 50/55 GK, PK
	Ganchos, lazos, estribos	Ganchos, ganchos en ángulo, lazos, estribos		Ganchos, lazos, estribos
< 20	2,5 ϕ	4 ϕ	4 ϕ	4 ϕ
20 a 28	5 ϕ	7 ϕ	7 ϕ	7 ϕ
> 28	-	10 ϕ	-	-
* G-liso, R-nervurado, P-conformado, U-sin tratar, K-tratado en frío				

Tabla 2. 7. Valores mínimos de diámetros de mandriles de doblado. [DIN 1045 (1972, 1988)]

2.3.4.2. Anclaje de barras de armadura

1. Elementos de anclaje

Los elementos de anclaje más utilizados son:

- Extremos de barras rectas.
- Ganchos y ganchos angulares.
- Lazos.
- Cuerpos de anclaje.
- Barras transversales soldadas una sobre otra.

Las tensiones de tracción transversal que se presentan en los puntos de anclaje han de ser admitidas por la armadura transversal, siempre que no creen condiciones favorables por recubrimiento de hormigón abundante, distancias grandes entre barras ($\geq 10\phi$), fuerzas pequeñas de barra, medidas constructivas u otras influencias (ej: compresión transversal), que impidan que el hormigón se fisure.

2. Longitud básica de anclaje

Para el correcto funcionamiento de un elemento de hormigón armado es imprescindible asegurar el anclaje de las barras de acero dentro de la masa de hormigón, por lo tanto deben prolongarse, a partir de la sección en que ya no son necesarias, en un valor denominado longitud de anclaje.

La longitud de anclaje depende de varios factores, el primero de ellos es la posición relativa de la barra de acero dentro del elemento a hormigonar, estableciendo la norma DIN 1045 dos posiciones:

- Posición I: para todas las barras en estructuras cuyo espesor en la dirección de hormigonado sea menor o igual que 25 cm. Para todas las barras que durante el hormigonado están inclinadas entre 45° y 90° respecto a la horizontal. Para barras horizontales o muy poco inclinadas en estructuras con espesores mayores o iguales a 25 cm, sólo en el caso que, durante el hormigonado, queden ubicadas en la mitad inferior de la sección o por lo menos 25 cm por debajo de la parte superior de la sección o de la parte hormigonada.
- Posición II: para todas las barras no contempladas en la posición I.

La longitud requerida de anclaje de una barra de perímetro u , tensión $\tau_{1 adm}$ debido al esfuerzo de tracción Z correspondiente a la carga de servicio, resulta ser:

$$\alpha = \frac{Z}{\tau_{1 adm} \cdot u} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{4 \cdot \tau_{1 adm}} \quad 2.15$$

Para $\sigma_s = \sigma_{e adm} = \beta_s / v$, α se transforma en α_0 , dimensión fundamental de la longitud de anclaje:

$$\alpha_0 = \frac{\beta_s \cdot \phi}{v \cdot 4 \cdot \tau_{1 adm}} \quad 2.16$$

Donde:

- β_s : Tensión en el acero.
- v : Coeficiente de seguridad ($v = 1,75$).
- ϕ : Diámetro de la barra.
- $\tau_{1 adm}$: Tensión de adherencia hormigón-acero.

Los valores de $\tau_{1 adm}$ se obtienen de la Tabla 2. 8.

Ubicación barras	Tipo de barra	τ_{1adm} en [kg/cm ²] para:				
		Bn 150	Bn 250	Bn 350	Bn 450	Bn 550
I	Barras redondas lisas BSt 22/34 GU BST 50/55 GK	6	7	8	9	10
	Barras conformadas BSt 50/55 PK para mallas de acero para hormigón	8	10	12	14	16
	Barras nervuradas BSt 22/34 R BSt 42/50 R BSt 50/55 R	14	18	22	26	30
II	50% de los valores correspondientes a posición I					

Tabla 2. 8. Valores de cálculo de las tensiones admisibles de adherencia (τ_{1adm} en [Kg/cm²]), para cargas de servicio. [DIN 1045 (1972, 1988)]

3. Longitud reducida de anclaje

La longitud básica de anclaje α_0 se puede reducir en función de la armadura colocada, definiéndose así la longitud reducida α mediante la siguiente expresión:

$$\alpha = f \cdot \alpha_0 \cdot \frac{A_{S_{nec}}}{A_{S_{exis}}} \quad 2.17$$

Donde:

f : Coeficiente que depende del tipo de anclaje.

α_0 : Longitud básica de anclaje.

$A_{S_{nec}}$: Armadura que surge del cálculo o aquella necesaria según norma.

$A_{S_{exis}}$: Armadura colocada.

4. Anclajes de barras de armadura solicitadas a tracción

a) Extremos de barras rectas:

El anclaje de barras rectas se obtiene según la ecuación 2.17.

Por requisito se debe cumplir que:

$$- \alpha \geq 1/3 \cdot f \cdot \alpha_0 \quad 2.18$$

$$- \alpha \geq 10\varnothing \quad 2.19$$

En la Figura 2. 26 se aprecian los diversos valores del coeficiente f .

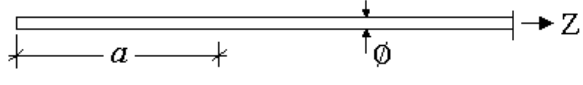
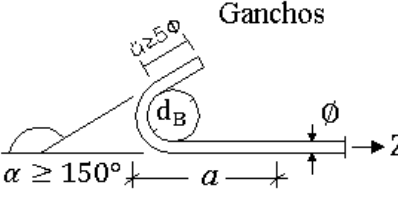
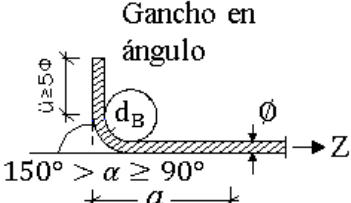
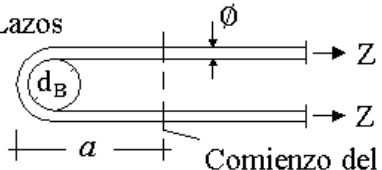
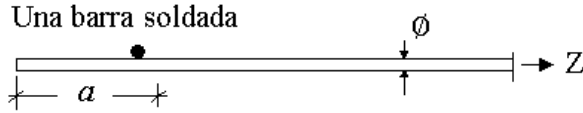
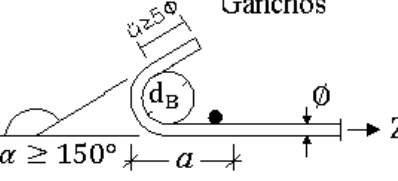
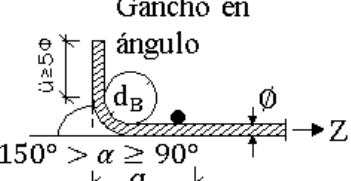
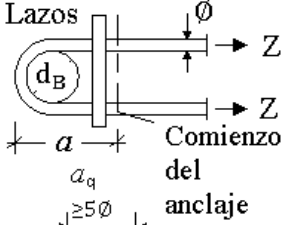
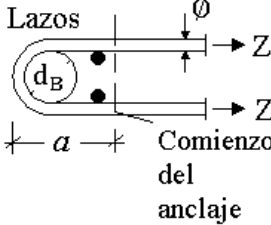
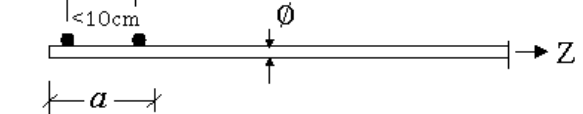
Tipo de anclaje	Coeficiente f	Conformación del anclaje
Extremos rectos de barras	1,0	
<p>Ganchos</p> <p>Ganchos en ángulo (sólo admitidos para barras nervuradas)</p> <p>Lazos</p> <p>Extremos de barras rectos con por lo menos una barra transversal soldada en cualquier lugar dentro de a</p>	0,7	<p>Ganchos: </p> <p>Gancho en ángulo: </p> <p>Lazos: </p> <p>Una barra soldada: </p>
<p>Ganchos, ganchos en ángulo o lazos con por lo menos una barra transversal soldada dentro de la longitud a pero antes del comienzo del curvado</p> <p>Extremos de barras rectos con por lo menos dos barras transversales soldadas dentro de la longitud a (separación transversal $a_q < 10$ cm)</p>	0,5	<p>Ganchos: </p> <p>Gancho en ángulo: </p> <p>Lazos: </p> <p>Lazos: </p> <p>Dos o más barras soldadas: </p>

Figura 2. 26. Coeficiente f para determinar la longitud de anclaje a en barras de extremos rectos, ganchos, ganchos en ángulo y lazos. [LEONHARDT, F.; MÖNING, E. (1985)]

Para anclajes únicamente por adherencia esta norma otorga la Tabla 2. 9 que es un resumen de valores básicos a_0 y longitudes mínimas a de anclaje para barras nervuradas (corrugadas).

β_s [Kg/cm ²]	Pos.	Longitud	Longitud de anclaje a_0 para:				
			Bn 150	Bn 250	Bn 350	Bn 450	Bn 550
4200	I	a_0	43 ϕ	34 ϕ	28 ϕ	24 ϕ	20 ϕ
		a_{min}	14 ϕ	11 ϕ	10 ϕ	10 ϕ	10 ϕ
	II	a_0	86 ϕ	67 ϕ	55 ϕ	46 ϕ	40 ϕ
		a_{min}	29 ϕ	22 ϕ	18 ϕ	16 ϕ	13 ϕ
5000	I	a_0	51 ϕ	40 ϕ	33 ϕ	28 ϕ	23 ϕ
		a_{min}	17 ϕ	13 ϕ	11 ϕ	10 ϕ	10 ϕ
	II	a_0	102 ϕ	80 ϕ	65 ϕ	55 ϕ	48 ϕ
		a_{min}	34 ϕ	27 ϕ	22 ϕ	18 ϕ	16 ϕ

Tabla 2. 9. Valores básicos a_0 y a para barras nervuradas. [DIN 1045 (1972, 1988)]

b) Anclaje por ganchos y ganchos en ángulo:

Cuando los extremos de las barras se doblan formando ganchos o ganchos en ángulo se reduce el valor de cálculo, adoptándose valores de f dependiendo del caso (Figura 2. 26). En estos casos es importante respetar los diámetros de los mandriles de doblado (d_b) que figuran en la Tabla 2. 7.

Los ganchos están en condiciones de anclar el esfuerzo máximo de tracción, siempre que sea posible absorber los esfuerzos de fractura por tracción que se presenten. Considerando que se originan deslizamientos demasiado grandes al comienzo de la curvatura, éstos deben aliviarse mediante una longitud recta de anclaje dispuesta por delante del gancho.

De esta manera, el largo de anclaje también está dado por la expresión 2.17.

Donde por requisito se debe cumplir que:

- $a \geq 1/3 \cdot f \cdot a_0$ 2.18
- $a \geq d_b/2 + \emptyset$ 2. 20

c) Lazos de anclaje:

Se consideran lazos de anclaje únicamente aquellos lazos cuyos dos extremos están solicitados a tracción en forma aproximadamente igual, tal como se ve en la Figura 2. 27.

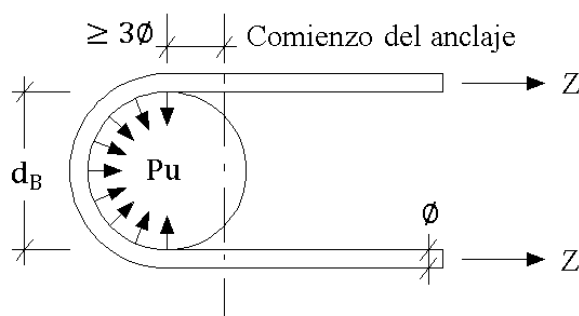


Figura 2. 27. Lazo de anclaje. [DIN 1045 (1972, 1988)]

d) Anclaje de manojos de barras:

Una barra de manojos traccionados puede terminar en la misma sección sobre un apoyo extremo o intermedio. Este criterio también es aplicable cuando el manojito termine antes de un apoyo, siempre que $d_{ev} \leq 28$ mm; los manojos de barras con $d_{ev} > 28$ mm deben anclarse de acuerdo a la Figura 2. 28.

Donde:

d_{ev} : Diámetro de la barra ideal de comparación de igual área que el grupo de barras.

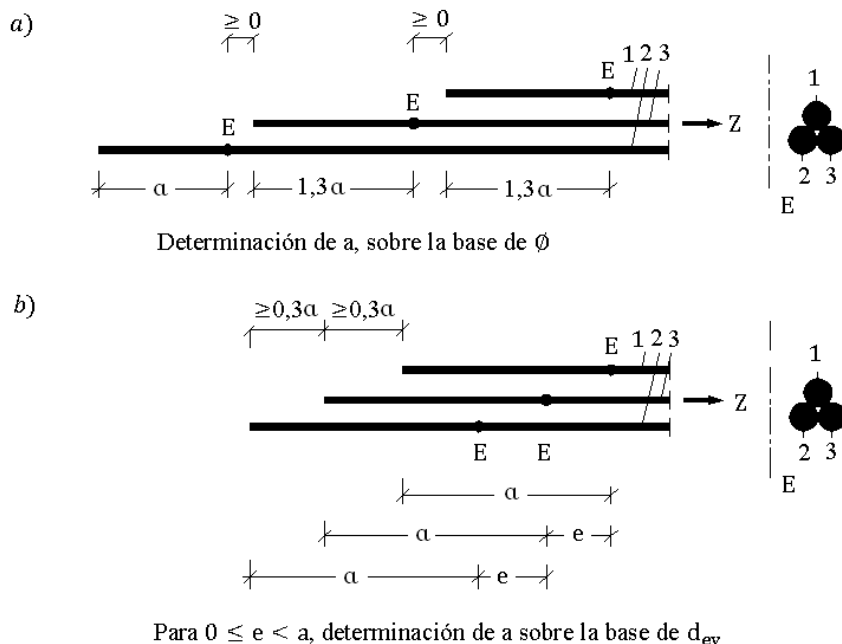


Figura 2. 28. Anclaje de manojos de barras. [DIN 1045 (1972, 1988)]

2.3.4.3. Empalme de barras de armadura

Los empalmes deben evitarse en lo posible, utilizando longitudes de barras de 12 a 14 m.

Existen dos tipos de empalmes:

- **Directos:** Pueden efectuarse en cualquier lugar, por cuanto el hormigón no colabora en la transmisión de esfuerzos (ejemplo: soldadura a tope).
- **Indirectos:** En los que el hormigón colabora, transmitiendo el esfuerzo de una barra a otra, ya sea por adherencia o por esfuerzos de transferencia mediante barras ideales oblicuas. En principio no deben ubicarse en lugares de elevada sollicitación y en lo posible deben desplazarse unos respecto de otros.

En este estudio se entra en mayor detalle en los empalmes indirectos, pues es en base a estos que se desarrolla el enlace experimental.

1. Empalmes directos

a) *Empalmes soldados para tracción y compresión:*

Este tipo de empalmes pueden ser uniones a tope (soldadura a tope autógena por presión, soldadura a presión a gas o soldadura de arco eléctrico), empalmes por transferencia o empalmes con cubrejuntas. La soldadura a tope autógena por presión (por arco o gas) debe preferirse en todos los casos (siempre que no resulte muy costosa).

Desde el punto de vista de la fisuración, se recomienda no ejecutar las uniones de barras en una misma sección.

En la actualidad se permite efectuar soldaduras en las partes curvas de las barras, debiendo distar el comienzo de la soldadura en al menos $4\varnothing$. De no mantenerse dicha distancia el diámetro del mandril de doblado debe ser $d_b \geq 20\varnothing$.

El procedimiento de soldadura a emplear debe seleccionarse en base a la posibilidad de soldadura del material y del tipo de carga, teniendo presente que solamente se pueden soldar entre sí aceros de la misma calidad.

b) Empalmes con manguitos roscados:

Buscando evitar la reducción de sección por el roscado, pueden engrosarse los extremos de las barras o bien soldar al tope trozos previamente roscados de mayor diámetro. El debilitamiento de la barra se consigue mediante roscas laminadas.

Para laminar roscas en barras nervuradas es importante quitar previamente las nervaduras en los extremos de las mismas.

Los manguitos roscados deben poseer una capacidad portante de 1 a 1,2 veces la de las barras a unir y en los extremos deben ser más delgados para evitar una sobresolicitación de los primeros filetes de la rosca. Es necesario asegurar que las barras penetren una longitud suficiente en los manguitos. Frente a cargas de servicio el manguito debe deformarse a lo más 0,1 mm para ambos extremos.

El recubrimiento del hormigón y la separación libre entre barras en la zona de empalme determina el diámetro del manguito a utilizar.

Este tipo de empalmes, cuando la carga sea predominantemente estática, exigen una verificación experimental de su efectividad.

c) Empalmes por manguitos a presión para barras nervuradas:

Estos empalmes se comprimen hidráulicamente en obra, usualmente en el lugar de colocación de la barra. El manguito se endenta con las nervaduras y se alarga, con lo que la barra a unir debe desplazarse longitudinalmente. Se permite el empalme de barras de distintos diámetros. Este empalme entrega una capacidad portante total frente a tracción y compresión.

d) Empalmes con manguitos a termita:

El espacio libre entre el manguito y los extremos de las barras a empalmar se rellena con acero especial termita. La fusión por ignición se produce en un crisol vinculado al empalme mediante un tubo de alimentación de una mezcla en que predominan óxido de hierro y aluminio en polvo. Para aumentar la resistencia se incorporan aditivos.

Se alcanza el esfuerzo total de la barra, sea de tracción o compresión. Se transmiten los esfuerzos por adherencia al corte del metal de relleno a la superficie del empalme. Estos empalmes pueden ejecutarse en forma vertical, horizontal o inclinada.

e) Empalmes por contacto en barras comprimidas:

En las partes de estructuras que se encuentran predominantemente sujetas a compresión, y no ubicadas en zonas donde existe peligro de pandeo, en barras comprimidas verticales ($\varnothing \geq 20$ mm) es posible emplear empalmes por contacto, pero en el caso de columnas sólo en sistemas no desplazables horizontalmente y con pequeñas excentricidades. Estos empalmes deben distribuirse uniformemente en la zona solicitada a compresión, mientras que en columnas sólo pueden disponerse en los cuartos extremos de ella. En cada sección a lo más pueden empalmarse la mitad de las barras comprimidas y debe subsistir una armadura continua. Dentro de la longitud de la columna cada barra de la armadura puede empalmarse una sola vez.

Las secciones deben cortarse o aserrarse normales al eje, eliminándose las rebabas; debe asegurarse un perfecto centrado y el empalme debe ser parcialmente visible. Para barras gruesas debe preferirse la unión por contacto al empalme por superposición.

2. Empalmes indirectos para tracción

A continuación se ve en detalle cada uno de los empalmes indirectos existentes.

a) *Empalmes por superposición mediante barras rectas, barras con ganchos o ganchos en ángulo:*

Los empalmes por superposición con ganchos (Figura 2. 29.b) pueden utilizarse con cualquier tipo de acero; mientras que los con barras rectas (Figura 2. 29.a) y con ganchos en ángulo (Figura 2. 29.c) sólo se admiten en barras corrugadas.

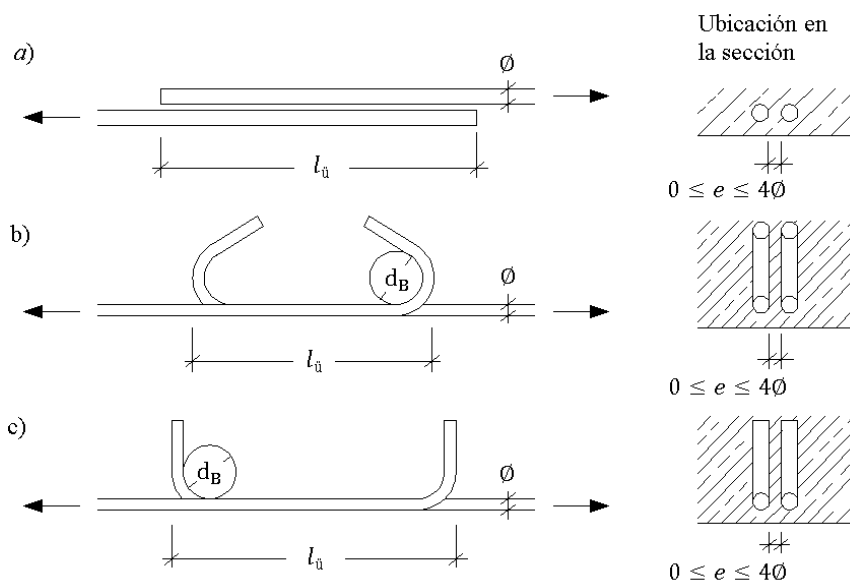


Figura 2. 29. Empalmes por superposición con extremos rectos (a), ganchos (b) y ganchos en ángulo (c). [DIN 1045 (1972, 1988)]

En el caso de barras corrugadas, los empalmes, en lo posible, deben efectuarse mediante extremos rectos, por cuanto si se disponen ganchos o ganchos en ángulo, el comportamiento puede ser desfavorable debido a la reducida longitud de anclaje ($f = 0,7$), en especial si las barras son gruesas.

En este tipo de empalmes el esfuerzo Z en una barra se transmite a la otra por diagonales ideales comprimidas para lo cual sólo puede colaborar parte del perímetro de la barra. Por esta razón no es suficiente como longitud de empalme (l_u) la longitud de anclaje (a). Las barras empalmadas deben estar yuxtapuestas o muy poco separadas, no debiendo superar la separación libre $4\emptyset$.

a.1) *Longitud de superposición necesaria (l_u):* Para determinar esta longitud, de acuerdo a lo mencionado anteriormente, es necesario modificar la longitud de anclaje (a) por un factor (k), tal como lo expresa la ecuación:

$$l_u = k \cdot a \geq 1/3 \cdot k \cdot f \cdot \alpha_0 \quad 2.21$$

Es importante conocer que:

$$- l_u \geq 20 \text{ cm} \quad 2.22$$

$$- \text{Para barras con extremos rectos: } l_u \geq 15\emptyset \quad 2.23$$

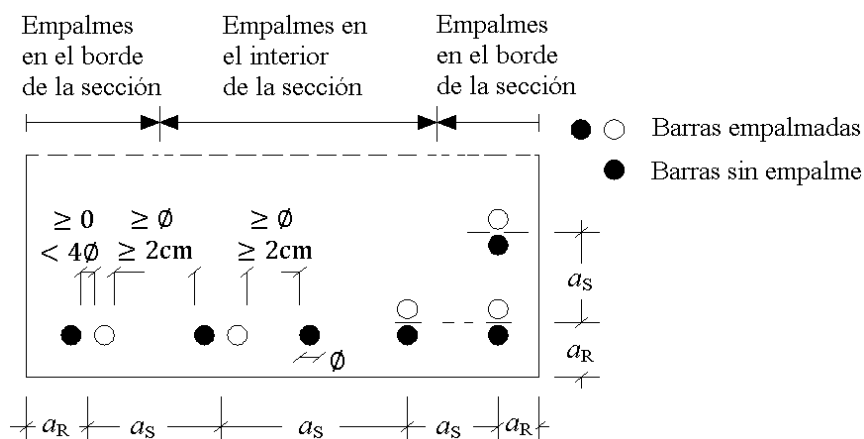
$$- \text{Para barras con ganchos o ganchos en ángulo recto: } l_u \geq 15d_B \quad 2.24$$

Los valores de k se extraen de la Tabla 2. 10.

Posición de la armadura	Separación transversal (a_S o a_R) de empalmes no desplazados	Diámetro de la barra \emptyset [mm]	Proporción de barras empalmadas sin desplazamiento longitudinal de los empalmes con respecto a la sección total de la correspondiente ubicación de la armadura		
			$\leq 20\%$	$>20\% \text{ y } \leq 50\%$	$\geq 50\%$
I	$a_S < 10\emptyset, a_R < 5\emptyset$	≤ 14	1,20	1,40	1,60
		> 14	1,40	1,80	2,20
II ⁽²⁾		≤ 14	0,90	1,05	1,20
		> 14	1,05	1,35	1,65
I	$a_S > 10\emptyset, a_R > 5\emptyset$	≤ 14	1,00	1,05	1,20
		> 14	1,05	1,35	1,65
II ²		≤ 14	0,68	0,79	0,90
		> 14	0,79	1,01	1,24

Tabla 2. 10. Obtención de k. [DIN 1045 (1972, 1988)]

En la Figura 2. 30 se muestran las separaciones a_R y a_S .

Figura 2. 30. Separaciones a_r y a_s en la zona de empalmes por superposición. [DIN 1045 (1972, 1988)]

En la Tabla 2. 11 se indica el número admisible de barras empalmadas en una misma sección, sobre el total de las barras.

Barras nervuradas	Barras lisas
100% de una capa	33% de una capa

Tabla 2. 11. Proporción admisible de barras empalmadas en una misma sección. [DIN 1045 (1972, 1988)]

b) Empalmes por superposición de manojos de barras:

Si se empalman manojos de barras por superposición, la determinación de la longitud se rige por las mismas ecuaciones anteriores, pero cuando no existe desplazamiento longitudinal de las barras individuales para la determinación de a_0 debe reemplazarse \emptyset por d_{ev} . Sólo se admiten empalmes de manojos de barras sin desplazamiento longitudinal, cuando son de dos barras con $d_{ev} \leq 28$ mm. Si las barras son dos, pero $d_{ev} > 28$ mm y para manojos de tres barras, cada barra debe desplazarse longitudinalmente $1,3l_{\bar{u}}$ con respecto a las restantes y siempre debe agregarse en la zona de empalme una barra adicional de longitud $3,9l_{\bar{u}}$ para manojos de dos barras y de

⁽²⁾ Los valores de k para la posición II son menores. En la posición II la longitud de superposición alcanza $\sim 1,5$ veces la correspondiente a la posición I. La longitud de anclaje para la posición II es el doble que para la posición I.

$5,2l_{\bar{u}}$ para el caso de tres barras. Esto se puede apreciar en la Figura 2. 31. Es importante destacar que en cada sección del manojo empalmado deben existir a lo sumo cuatro barras.

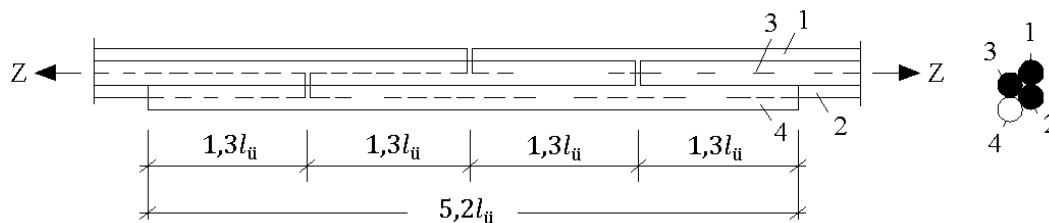


Figura 2. 31. Empalme por superposición en manojos de tres barras. [DIN 1045 (1972, 1988)]

c) *Empalmes por superposición con ganchos grandes:*

En juntas de empalme solicitadas a flexión basta una pequeña longitud de superposición cuando el empalme es con gancho, y siempre que el diámetro del mandril de doblado sea grande y el gancho termine en la zona comprimida. Debería, sin embargo, usarse sólo acero corrugado y para el hormigón de la junta por lo menos Bn 350; respetándose las condiciones que se muestran en la Figura 2. 32.

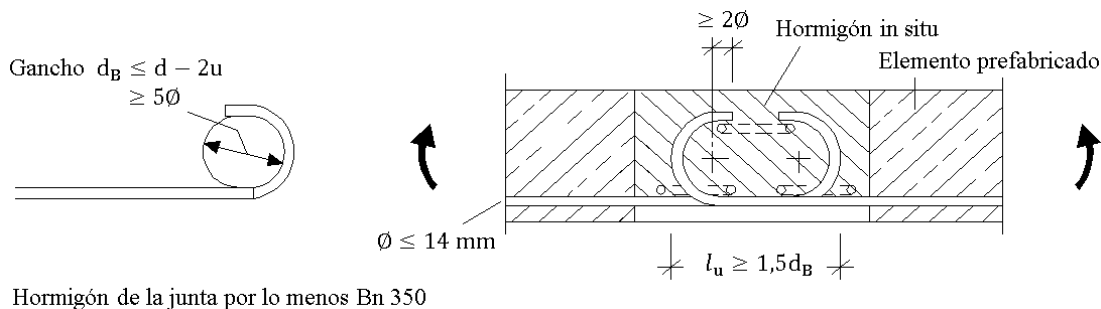


Figura 2. 32. Empalme por superposición con ganchos grandes. [DIN 1045 (1972, 1988)]

d) *Empalmes por superposición con lazos:*

Los empalmes con lazos permiten pequeñas longitudes de superposición y por ello se les prefiere para unir elementos prefabricados, donde el diámetro del mandril se explica para lazos de anclaje.

En la Figura 2. 33 se puede observar un empalme mediante esta técnica.

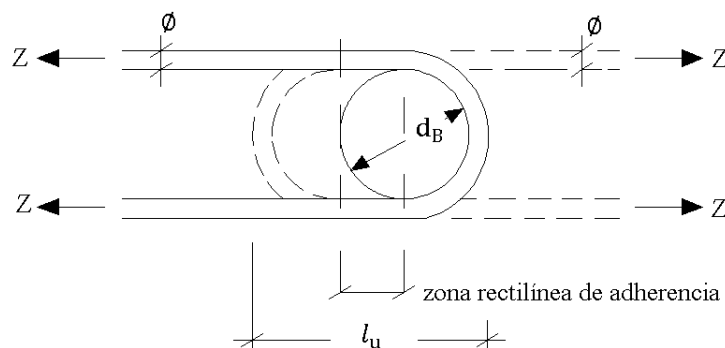


Figura 2. 33. Empalme por superposición mediante lazos. [DIN 1045 (1972, 1988)]

Respecto a la seguridad a rotura, sería suficiente $l_{\bar{u}} = d_b + 2\phi$, pero para la carga de servicio pueden originarse grandes fisuras no deseables. Por este motivo el lazo debe descargarse por adherencia mediante un tramo recto; con ello se obtiene la longitud de superposición:

$$l_{\bar{u}} = k \cdot a \geq 1/3 \cdot k \cdot f \cdot a_0 \geq 1,5d_b \quad 2.25$$

De acuerdo a esta normativa, para empalmes por superposición mediante lazos son válidas las especificaciones del caso de ganchos o ganchos en ángulo. Es decir que para la longitud de empalme se exige el mismo valor que para empalmes con gancho, prescindiendo del efecto favorable del lazo; lo que conlleva en muchos casos a valores más grandes.

Debe cuidarse el recubrimiento de hormigón en la dirección perpendicular al plano del lazo, con un espesor mínimo de 3ϕ o 3 cm.

3. *Empalmes por superposición para compresión*

La longitud de superposición en barras comprimidas debe proyectarse con holgura. Teniendo en cuenta que en los extremos de las barras se transmite parte del esfuerzo de compresión por presión de punta, no se requieren factores de mayoración k como en el caso de los anclajes a tracción. Por ello se propone adoptar en forma uniforme:

$$l_{\bar{u}} \geq a_0 \quad 2.26$$

Se destaca que no se admiten reducciones por ganchos o ganchos en ángulo.

Los ganchos y ganchos en ángulo no son adecuados para empalmes de compresión pura. Para barras comprimidas lisas deben ser preferidos los empalmes por contacto o la soldadura de tope.

2.3.5. Comparación de largos de anclaje y empalme

Con los resultados obtenidos en el ANEJO I: CÁLCULO DE LARGOS DE ANCLAJE Y EMPALME, se confecciona la Tabla 2. 12 y Tabla 2. 13.

Normativa	Tipos de anclaje			
	Prolongación recta [mm]		Patilla, gancho, gancho en U [mm]	
EHE	700		550	
ACI	CASO 2	1328,59	405,67	
DIN	649,35		454,55 ⁽³⁾	324,68 ⁽⁴⁾
	454,55 ⁽³⁾	324,68 ⁽⁴⁾		

Tabla 2. 12. Longitudes de anclaje para normativas en estudio.

Normativa	Tipos de empalme			
	Prolongación recta [mm]		Patilla, gancho, gancho en U [mm]	
EHE	1400		1100	
ACI	CASO 2	1727,17	527,49	
DIN	1428,57		1000,01 ⁽³⁾	715,00 ⁽⁴⁾
	1000,01 ⁽³⁾	715,00 ⁽⁴⁾		

Tabla 2. 13. Longitudes de empalme para normativas en estudio.

⁽³⁾ Gancho, gancho en ángulo, lazos o prolongación recta con una barra transversal soldada.

⁽⁴⁾ Gancho, gancho en ángulo, lazos con al menos una barra transversal soldada o prolongación recta con más de una barra transversal soldada.

Es posible visualizar que las tres normativas consideran grandes longitudes de empalme para el caso de prolongación recta, afectando directamente en la confección de la sección cajón, dificultando enormemente la maniobrabilidad en dicha zona y conllevando a elevadas posibilidades de riesgos laborales productos de longitudes excesivas.

Es por esta razón que surge la necesidad de plantear nuevos tipos de empalmes, que minimicen riesgos laborales, agilicen, faciliten y optimicen el proceso constructivo asociado.

2.3.6. Empalme experimental mediante lazos

Para dimensionar un empalme alternativo se utilizan las especificaciones de la normativa Alemana [DIN 1045 (1972)] respecto a longitud mínima de solape para barras con gancho o gancho en ángulo, la cual debe ser el mayor de los siguientes valores:

- a) 200 mm
- b) $1,5d_b$ Donde d_b : diámetro mandril de doblado.

Reduciendo al máximo la longitud de la unión en el diseño propuesto (en base al diámetro del mandril de doblado), se ha optado en base a un diámetro de 20 mm y las longitudes mínimas establecidas por normativa, considerar el valor siguiente [Villalba, S. (2008)]:

$$l_{\text{aj}} = 275 \text{ mm}$$

De esta manera, se obtiene el lazo experimental mostrado en la Figura 2. 34.

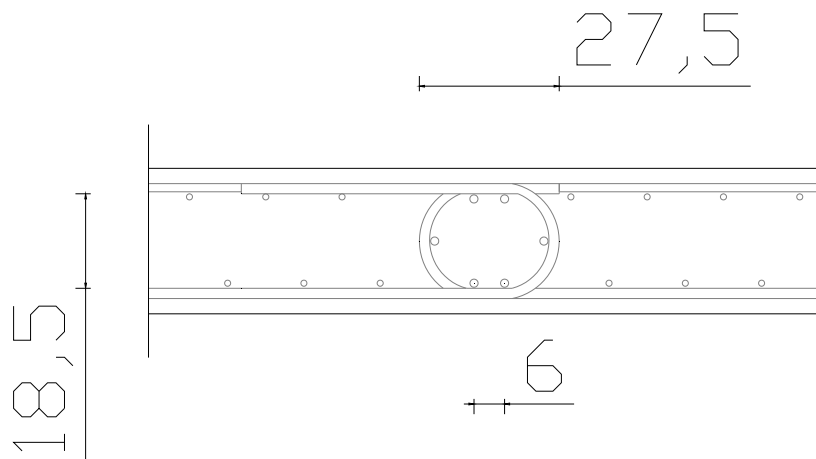


Figura 2. 34. Detalle de empalme experimental.

El cual está conformado por dos barras longitudinales en contacto y seis barras transversales, tal como se aprecia en la Figura 2. 35.

Este empalme presenta las siguientes ventajas:

- Mayor espacio para posicionar encofrados.
- Seguro desde el punto de vista de seguridad y salud laboral.

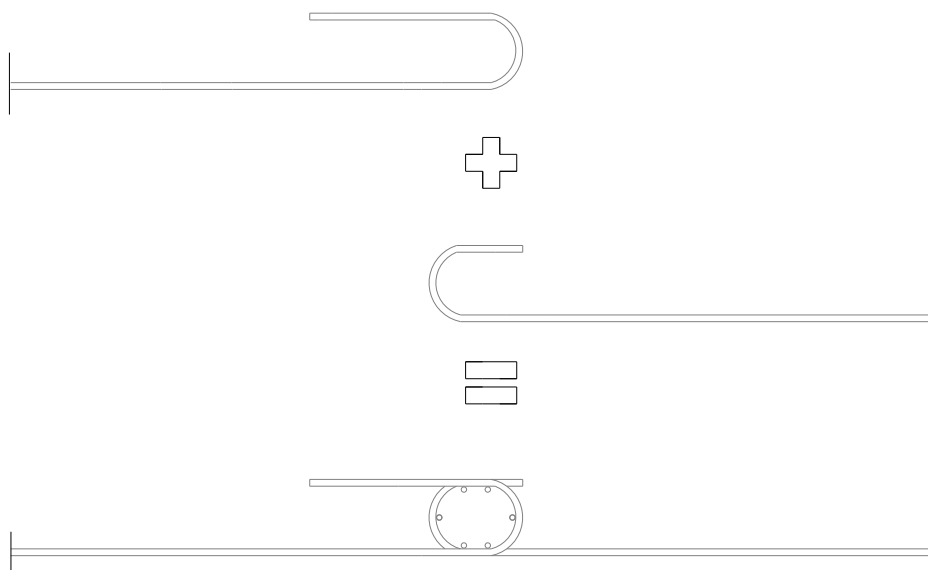


Figura 2. 35. Confección empalme experimental.

En la Figura 2. 36 es posible apreciar la disminución considerable de longitud de empalme que se obtendría al utilizar el lazo propuesto.

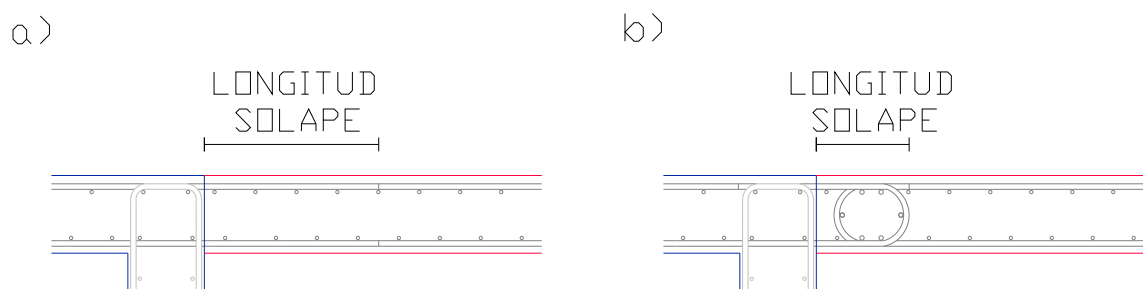


Figura 2. 36. a) Empalme por prolongación recta; b) Empalme mediante lazo experimental.

Como se plantea utilizar este nuevo tipo de empalme en la construcción de puentes de sección transversal tipo cajón, resulta necesario estudiar su comportamiento frente a carga de rotura y carga dinámica, especialmente en lo relacionado a flechas y abertura de fisura.

2.4. FISURACIÓN

La baja resistencia a tracción del hormigón es la principal causa de la aparición de fisuras en las estructuras de hormigón armado. Una vez que se asume que la fisuración es un fenómeno casi inevitable en este tipo de estructuras, sólo es posible tratar de limitar la abertura de las fisuras por debajo de aquellos valores que supongan un riesgo de corrosión de las armaduras, afecten a la estanqueidad de la estructura en el caso de que ésta sea necesaria, puedan perjudicar la estética de la construcción y/o puedan crear incertidumbres en los usuarios sobre la seguridad de la estructura.

Las fisuras pueden clasificarse en función de su origen en dos grandes grupos:

- *Fisuras estructurales*: Son de origen tensional debido al alargamiento de las armaduras o a las excesivas tensiones de tracción o compresión, producidas en el hormigón por los esfuerzos derivados de la aplicación de acciones externas o deformaciones impuestas.

- *Fisuras no estructurales*: Son producidas en el hormigón durante su estado plástico o bien después de su endurecimiento, pero generadas por causas intrínsecas al material, es decir, debidas al comportamiento de los materiales constituyentes. Entre las principales causas de la aparición de fisuras en el primer día de vida de la estructura se tienen el asentamiento plástico del hormigón y la retracción plástica, mientras que en estado endurecido se tienen la contracción térmica inicial, la retracción hidráulica y la fisuración en mapa. Aquí también deben incluirse aquellas debidas al incremento de volumen de las armaduras producto de su oxidación.

Como consecuencia que la fisuración es un fenómeno propio del hormigón estructural se debe limitar el ancho de las fisuras, buscando evitar principalmente:

- *Riesgo de corrosión de las armaduras*: Las fisuras son la vía más rápida de acceso de los agentes agresivos en la armadura, generando oxidación en la zona de la fisura y en las proximidades de ella, conllevando a la rotura de la adherencia existente entre las armaduras y el hormigón.
- *Riesgo estético*: Es evidente que las fisuras pueden afectar la calidad estética del hormigón, especialmente en edificios públicos de prestigio o en edificios monumentales.
- *Riesgo psicológico*: La presencia de fisuras en estructuras puede inducir en el usuario una sensación de inseguridad o peligro.

El control de *fisuras no estructurales* debe abordarse definiendo adecuadamente la dosificación, fabricación, puesta en obra y curado del hormigón, mientras que el control de *fisuras estructurales* puede conseguirse con el correcto diseño de la estructura. Las normativas establecen diversas formas de control de la abertura de fisura, de forma directa e indirecta, fijando valores máximos no superables. Estos valores máximos varían con la clase de exposición a la que se encuentra sometida la estructura, buscando tener en cuenta el posible riesgo de corrosión de armaduras.

Las fisuras por flexión aparecen en las proximidades de las armaduras sometidas a tracción y progresan verticalmente buscando la línea neutra, a la vez que su ancho va disminuyendo, para curvarse buscando el punto de aplicación de cargas y desaparecer en la zona de compresión.

En un principio el esfuerzo de tracción es soportado por la sección conjunta de hormigón-acero. En el momento en que se alcanza la tensión de fisuración del hormigón se forma la primera fisura. A partir de este instante las tracciones, antes repartidas entre el acero y el hormigón, se transmiten únicamente por el acero que cose la fisura. Producto de esto la barra experimenta un aumento brusco de tensiones y un alargamiento, al que se opone la adherencia existente entre ambos materiales. Así la tensión en el hormigón es nula en la zona de fisura pero va aumentando a medida que se aleja de la fisura, disminuyendo por ende la del acero. A una cierta distancia la tensión del hormigón alcanza nuevamente la tensión de fisuración (al crecer la carga), con lo que se genera una nueva fisura.

Cuando se alcanza el esquema estable de fisuración de la pieza las fisuras progresan en ancho de acuerdo al incremento de carga y tensión del acero.

[Broms, B. (1965)] analizó en detalle la formación de fisuras en elementos sometidos a esfuerzos de flexión, distinguiendo entre las fisuras principales (con continuidad hasta la fibra neutra), las fisuras secundarias (también perpendiculares a la armadura traccionada, localizadas en torno a éstas, pero sin alcanzar la fibra neutra) y las fisuras longitudinales aparecidas en estados tensionales cercanos a rotura. Dentro de estas últimas se pueden distinguir las que aparecen marcando la posición de las armaduras y las que surgen en la cabeza comprimida próximas a la fibra neutra. En la Figura 2. 37 se visualizan este tipo de fisuras.

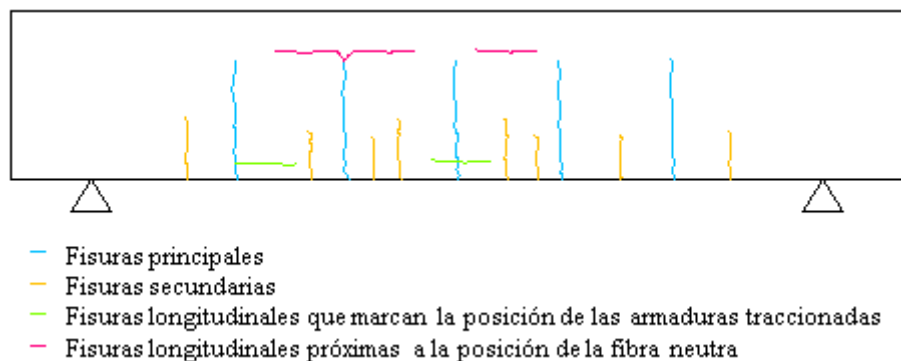


Figura 2. 37. Tipos de fisuras en ensayo de flexión pura. [Calderón, E. (2008)]

Se sugiere que la formación de fisuras se produce de la siguiente manera: en el instante en que se supera la resistencia a tracción en el hormigón se forma una fisura de pequeña abertura, donde el parámetro fundamental que rige esta fase inicial es el recubrimiento de las armaduras. Con el aumento de carga se produce la pérdida de adherencia de las barras junto a las fisuras, transfiriéndose la carga principalmente mediante las corrugas de la barra de acero. Producto de la concentración de tensiones en las corrugas del acero se forman las fisuras internas en las proximidades de la fisura principal, aumentando la abertura de las fisuras ya existentes (Figura 2. 38).

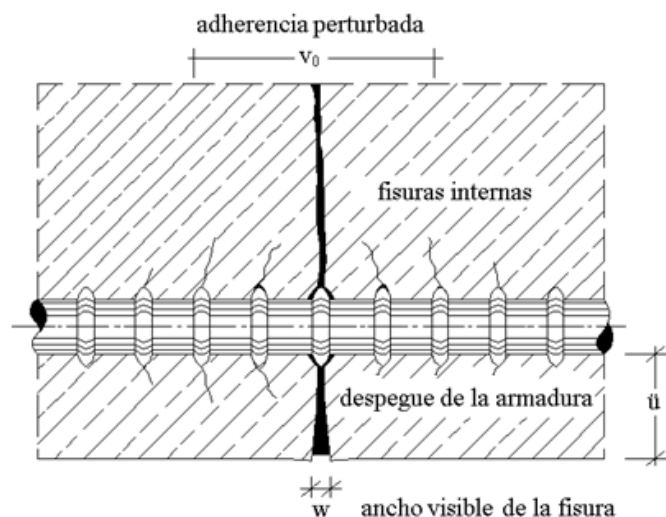


Figura 2. 38. Pérdida de adherencia en la proximidad de las fisuras.

2.4.1. Limitación de la fisuración por normativa EHE 2008

La comprobación del Estado Límite de Fisuración está dada por la siguiente restricción:

$$w_k \leq w_{\max} \quad 2.27$$

Donde:

w_k : Abertura característica de fisura.

w_{\max} : Abertura de fisura según la clase de exposición de la estructura (Tabla 2. 14).

Clase de exposición	w_{\max} [mm] Hormigón armado
I	0,4
II _a , II _b , H	0,3
III _a , III _b , IV, F	0,2
III _c , Q _a , Q _b , Q _c	0,1

Tabla 2. 14. Limitación abertura de fisura en base a tipo de exposición. [EHE (2008)]

La abertura de fisura se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad 2.28$$

Donde:

β : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico, alcanzando valores de 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos.

s_m : Separación media de fisuras [mm] que resulta de la expresión:

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \varnothing \cdot \frac{A_{c,eficaz}}{A_s} \quad 2.29$$

ε_{sm} : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{st}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \leq 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 2.30$$

c : Recubrimiento de hormigón.

s : Distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15\varnothing$ se toma $s = 15\varnothing$. En el caso de vigas armadas con n barras se toma $s = b/n$, siendo b el ancho de la viga.

k_1 : Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, de valor:

$$k_1 = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{8 \cdot \varepsilon_1} \quad 2.31$$

Donde ε_1 y ε_2 son las deformaciones máxima y mínima calculadas en sección fisurada, en los límites de la zona traccionada.

Los valores más usuales de k_1 se aprecian en la Tabla 2. 15.

Flexión Simple	$k_1 = 0,125$
Tracción Compuesta	$0,125 < k_1 < 0,250$
Tracción Simple	$k_1 = 0,250$

Tabla 2. 15. Valores coeficiente k_1 . [EHE (2008)]

\varnothing : Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras.

$A_{c,eficaz}$: Área de hormigón de la zona de recubrimiento, de acuerdo con Figura 2. 39, en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de fisuras.

A_s : Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$.

σ_s : Tensión en servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

E_s : Módulo de deformación longitudinal del acero.

k_2 : Coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes.

σ_{sr} : Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor f_{ctm} .

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad 2.32$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón en $[N/mm^2]$.

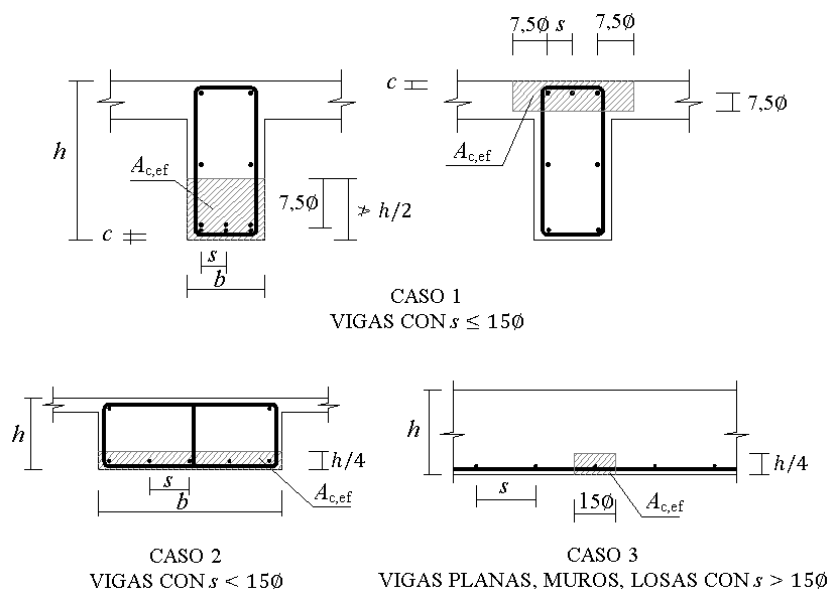


Figura 2. 39. Definición del área eficaz de hormigón en zona traccionada. [EHE (2008)]

2.5. FATIGA

2.5.1. Aspectos generales

2.5.1.1. Definición de fatiga

Al someter un material a cargas fluctuantes o repetidas en el tiempo se tiende a desarrollar un comportamiento característico denominado fatiga, el cual difiere al presentado bajo cargas estáticas.

En ingeniería civil existen diferentes modos de rotura en los materiales, siendo la más habitual y la más estudiada la generada por sobrecarga. La fatiga es otro modo de rotura muy importante en ciertos casos, aunque mucho menos estudiada en el contexto de la ingeniería civil.

En la rotura por sobrecarga una pieza estructural es sometida a una carga superior a su resistencia última, rompiendo y deformando la estructura de forma irreversible, quedando por consiguiente inservible.

En el caso de la fatiga se somete una pieza a una carga cíclica inferior a la resistencia última estática, generado fisuras en el material, que posteriormente derivan en grietas. A medida que aumenta el número de ciclos de carga las grietas se van ampliando, acumulando más daño la sección. Finalmente, tras un determinado número de ciclos se produce la rotura en la pieza o una deformación irreversible.

Se llama fatiga al fenómeno que afecta la resistencia de piezas cuando son sometidas a un número elevado de sollicitaciones con una cierta amplitud. Es importante destacar que la fatiga es

principalmente una consecuencia de la repetición de solicitaciones y no un efecto del tiempo (como creep del hormigón).

El estudio de este fenómeno comenzó durante la Revolución Industrial, al comprobarse que piezas sometidas a cargas inferiores a su carga última, sin presencia de fuertes choques, rompían sistemáticamente mucho antes de agotar la vida útil de la maquinaria. Hasta ese momento se dimensionaban las piezas de las maquinarias considerando como referencia la resistencia última estática, y si la pieza se encontraba sometida a percusiones, su resistencia frente al impacto. Pero la experiencia demostraba como algunas piezas rompían frente a acciones muy inferiores a las nominales.

La fatiga se desarrolla en todos los materiales (metales, plásticos, gomas, hormigón, etc); no obstante, pueden diferir los mecanismos involucrados en la generación de ella. Se observa principalmente en partes móviles como: componentes de máquinas rotatorias (sujetos a tensiones alternas), resortes (deformados en cantidades variables), alas de aeronaves (sometidas a cargas de ráfaga), neumáticos (deformados repetidamente con cada revolución de la rueda), puentes (sujetos a tensiones alternas), etc. En la Tabla 2. 16 se aprecia el número de ciclos que actúan sobre una estructura, durante un ciclo de vida (50 años), para diversas acciones.

Acción	Periodicidad	Ciclos
Calentamiento diario por acción de la radiación solar	1 vez al día	18250
Uso completo del aforo de un recinto deportivo	60 veces al año	3000
Oleaje de frecuencia 1 segundo	1 ciclo / segundo	1576800000
Forjado industrial sometido a una vibración rápida	1500 ciclos / segundo	2365200000000
Paso de un coche (1,5 T) en una autopista de 2 carriles	Aprox. 25000 / día	456250000
Paso de un tráiler (25 T) en una autopista de 2 carriles	Aprox. 2000 / día	36500000
Aterrizajes en una pista de un aeropuerto	Aprox. 500 / día	9125000
Ejes de tren sobre un tramo de vía	Aprox. 300 trenes / día, cada tren con 5 vagones y 4 ejes por vagón	109500000

Tabla 2. 16. Ciclos de carga para ciertas acciones durante la vida útil de una estructura (50 años).
[Ávila, F. (2003)]

Se ha dado poca atención al efecto de la fatiga en materiales frágiles, aún presentando estos efectos similares bajo cargas constantes.

La principal causante de la fatiga en un material son las no-homogeneidades. Todos los materiales, aún los cristales más perfectos, están llenos de imperfecciones, de manera que ninguno puede ser considerado perfectamente homogéneo. Este fenómeno de no-perfección puede verse incrementado bajo condiciones de carga repetida.

De esta manera, se sabe que un material sometido a tensiones repetitivas o fluctuantes fallará a una tensión mucho más baja que la necesaria para la fractura mediante aplicación de carga estática. Esto se debe a la fatiga, generándose principalmente tres efectos:

- Pérdida de resistencia.
- Pérdida de ductilidad.

- Aumento de la incertidumbre en cuanto a resistencia y vida en servicio del material.

Las fracturas por fatiga son las más complicadas de prever debido a la dificultad de reconocer las condiciones que las producen. Puede existir fatiga con tensiones dentro del rango elástico, bajo cargas intermitentes que a primera vista no parecen repetirse un número suficiente de veces como para causarla.

2.5.1.2. Estructuras sometidas a fatiga

La variabilidad de tensiones generadas producto de las cargas y descargas condiciona la fatiga a la que se ve expuesta una estructura, observándose que frente a elevados incrementos de tensión, menor número de ciclos se requieren para generar daño por fatiga y frente a variaciones de tensión de bajo rango la capacidad de producir daño será muy reducida. [Van Leeuwen, J.; Siemes, A. J. M. (1979)]

Un ejemplo de ello es un puente de autopista frente a la acción de un vehículo pesado. Esta acción es susceptible de ocasionar fatiga en el tablero del puente debido a la variedad de tensiones originadas durante su paso, mientras que en la base de la pila la variabilidad es mucho menor, por lo que se reduce la posibilidad de ocasionar daño por fatiga.

Las tipologías de hormigón donde se producen más problemas por fatiga son:

- Tableros esbeltos de puentes donde puede producirse excesiva fisuración y deformaciones, además de un progresivo deterioro debido a elevados niveles tensionales.
- Forjados industriales que soportan maquinaria que origina vibraciones.
- Cimentaciones de maquinarias con fuertes vibraciones que conllevan a una fisuración del hormigón que se asocia a otros efectos como ataques por agentes químicos.
- Traviesas de ferrocarril con fuertes tensiones debido a sobrecargas con relación a las correspondientes cargas permanentes.
- Estructuras sometidas a acciones cíclicas tales como: viento, oleaje, térmicas, etc.
- Elementos de puentes tales como conectores de armadura activa, ya sea en la propia armadura o en juntas de unión. Usualmente se presenta asociado a otras patologías como la corrosión, desgaste por rozamiento, entre otros.
- Pavimentos de hormigón con importantes variaciones térmicas.

Las estructuras que pueden presentar fatiga se clasifican en función del número de ciclos, tal como se observa en la Tabla 2. 17.

Fatiga en bajo número de ciclos	Fatiga en alto número de ciclos		Elevadísimo número de ciclos	
Estructuras sometidas a sismo	Pavimentos de aeropuertos Puentes	Puentes de autopistas y ferrocarril Pavimentos de autopistas Traviesas de ferrocarril	Estructuras Transporte Masivos	Estructuras marinas
1 a 10^3 ciclos	10^3 a 10^7 ciclos		10^7 a $5 \cdot 10^7$ ciclos	$5 \cdot 10^7$ a $5 \cdot 10^8$ ciclos

Tabla 2. 17. Espectro de estructuras con problema de fatigas asociada al número de ciclos de carga.
[Hsu, T. T. C. (1981)]

La experiencia muestra que la fatiga por si sola difícilmente produce rotura en una estructura de hormigón armado, sino que en la mayoría de los casos se combina con otras causas. En caso de presentarse sola, la rotura por fatiga es similar a la rotura frágil, por lo que resulta muy difícil de anticipar y preveer.

2.5.2. Proceso de falla por fatiga

Es posible explicar el proceso de la fatiga de la siguiente manera: a los pocos ciclos de carga repetida comienzan a producirse cambios aislados en la estructura atómica en ciertos puntos del material, desarrollando rápidamente fisuras submicroscópicas que crecen a medida que aumentan los ciclos, llegando a alcanzar proporciones macroscópicas, siendo visibles; finalmente, cuando la fisura alcanza un tamaño tal que debilita la pieza se produce la rotura.

Si se observa un metal que ha fallado por fatiga es posible ver que no existe un cambio notable en su estructura, pudiendo dividirse el proceso de evolución de falla en tres etapas (Figura 2. 40), denominadas:

1. *Nucleación* (a): Se produce en metales cuando el nivel de tensión aplicado es menor que el límite elástico. Aparece una deformación masiva generalizada (acritud total) hasta el momento en que el metal endurece lo suficiente como para resistir la tensión aplicada en un punto denominado “Punto de iniciación”, que suele estar situado en zonas de concentración de tensiones como: entallados, cantos vivos, rayas superficiales, inclusiones y poros.
2. *Propagación o crecimiento de la fisura* (b y c): Abarca la mayor parte de la duración del proceso de fatiga, extendiéndose desde el momento de deformación generalizada hasta la formación de una grieta visible.
3. *Rotura* (d): Es la propagación de la grieta hasta ser lo suficientemente grande como para generar rotura.

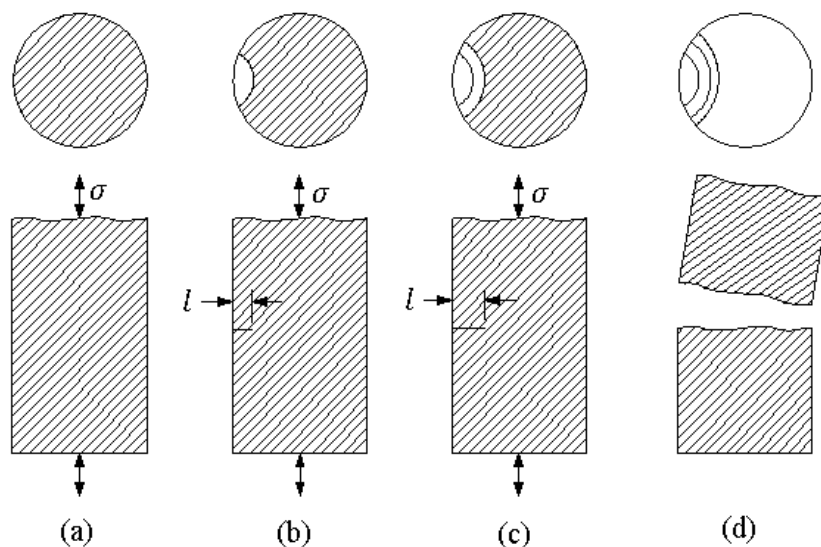


Figura 2. 40. Evolución de la falla en metales. [Ávila, F. (2003)]

La superficie de la fractura tiene dos zonas características:

- a) Zona lisa: Surge debido al roce generado por la propagación de la grieta a través de la sección. Aparecen como una serie de marcas anulares (denominadas líneas de parada o de reposo, similares a las marcas que dejan las olas sobre la arena), que comienzan a partir del *Punto de Nucleación* (punto de concentración de tensiones). A la vez es posible identificar:

a.1) **Marcas de playa:** Se forman en el frente de la fisura al generarse un reposo en el funcionamiento de la pieza. Consecuentemente no aparecerán en el caso de probetas ensayadas sin interrupción.

a.2) **Líneas radiales:** A veces las fisuras generadas en la superficie (lugar más frecuente) progresan según frentes a niveles levemente escalonados; sin embargo, se unen quedando líneas radiales como huellas de la diferencia de nivel inicial.

b) **Zona rugosa:** Surge al romper la pieza producto de la disminución de la sección efectiva sana frente a la carga actuante. La rotura final, contraria a la con marcas de playa (lisa y suave), presenta una superficie fibrosa y de relieve muy accidentado. De esta manera, la zona que ha quedado sana es demasiado pequeña para resistir un ciclo más de sollicitación, por lo que el material termina rompiendo por fatiga.

2.5.3. Parámetros característicos

La fatiga se puede caracterizar por una sollicitación y un número de ciclos.

a) *Sollicitación:* Pueden ser cargas o deformaciones.

- **Cargas (o tensiones):** La mayoría de los ensayos se caracterizan por ser de ciclos iguales. La Figura 2. 41(a) muestra el caso en que se produciría flexión alternada o rotativa; mientras que en la Figura 2. 41(b) se incluye una tensión (media) constante.
- **Deformaciones:** En ocasiones en los que se aplican o controlan deformaciones. De esta manera, las tensiones son las resultantes de las deformaciones producidas (su cálculo es directo mediante la ecuación $\sigma = E \cdot \varepsilon$ cuando las deformaciones se encuentran dentro del tramo elástico).

Las sollicitaciones que producen fatiga pueden ser de tipo: tracción, compresión, flexo-torsión, etc, variando su magnitud de un máximo a un mínimo. Los casos más comunes son: flexión rotativa, flexión plana, tracción-compresión (axial), torsión, siendo necesario conocer el tipo de tensión y origen de ella, además del grado de variación y tipos de ciclo: con inversión completa de carga (alternada pura), tensiones repetidas, tensión irregular o aleatoria (definidas estadísticamente).

b) *Ciclos:* Se obtienen a partir del ensayo.

Es importante destacar que se trata de un número de repeticiones o ciclos y un número medido en una cierta unidad de tiempo.

Un ciclo de tensiones fluctuantes se puede considerar compuesto por (Figura 2. 41):

- Tensión media o estacionaria.
- Tensión alternada o variable.
- Intervalo de tensiones.
- Relación de tensiones (R).

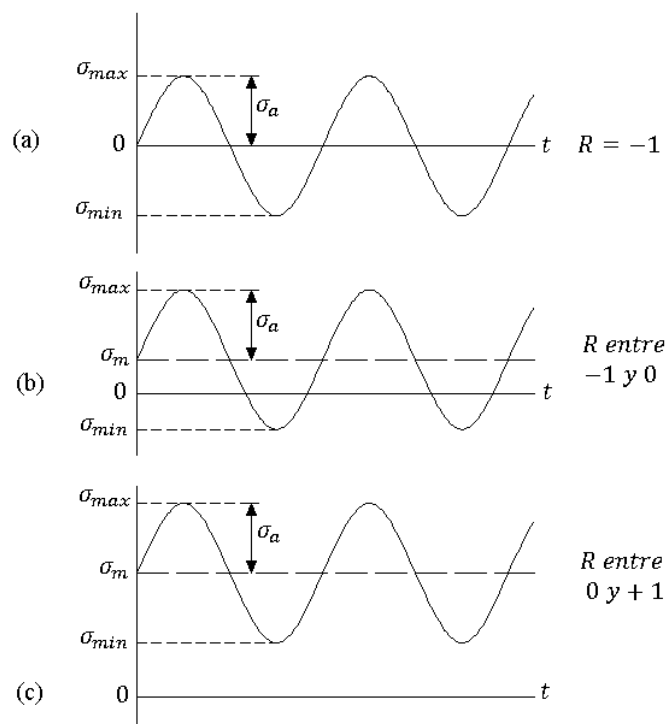


Figura 2. 41. Variación de tensión con las cargas de fatiga.

Donde:

Tensión máxima (σ_{max}): valor algebraico más alto de tensión durante un ciclo (se considera la tracción como positiva).

Tensión mínima (σ_{min}): valor algebraico más bajo de tensión durante un ciclo.

Tensión media (σ_m): tensión constante (o promedio) sobre la que se superpone la tensión oscilante.

Amplitud de tensión (σ_a): amplitud de tensión oscilante superpuesta. Se obtiene mediante la siguiente ecuación: $\sigma_a = \sigma_{max} - \sigma_m$

Rango de tensión (σ_r): se obtiene mediante la siguiente ecuación: $\sigma_r = \sigma_{max} - \sigma_{min} = 2\sigma_a$

Relación de tensiones (R): se obtiene mediante la siguiente ecuación: $R = \sigma_{max}/\sigma_{min}$

Ciclos (n): representa el número de ciclos de tensión al que se somete a fatiga sin producirse fallo.

Vida a fatiga (N): es el número de ciclos requeridos que llevan a la fractura final bajo una condición determinada de uso. Es la propiedad básica de fatiga y la única que es directamente medible experimentalmente. Es una propiedad individual de cada probeta, por lo que la vida a fatiga de un material se expresa a través de la distribución de vida en fatiga de los ensayos del material bajo determinadas condiciones de carga cíclica. Esta distribución se estima a través del ensayo de una muestra o lote, cuanto mayor sea el tamaño de la muestra más precisa será la estimación.

Diagrama Tensión – Número de ciclos ($\sigma - n$): es la forma fundamental de representar los datos de la duración de una probeta a fatiga. Suele ilustrar la variación de vida media en fatiga con la tensión.

2.5.4. Curvas características

2.5.4.1. Curvas de Fatiga o Curvas S-N

Mediante la Curva de Fatiga o Curva S-N se indica la vida de una probeta expresada en número de ciclos hasta la rotura para la máxima tensión aplicada. Representa en la ordenada las tensiones máximas que producen la rotura por fatiga y en la abscisa su duración en ciclos (suele representarse $\log N$). Es un modelo simplificado de la forma en que trabaja una pieza bajo cargas de fatiga en general.

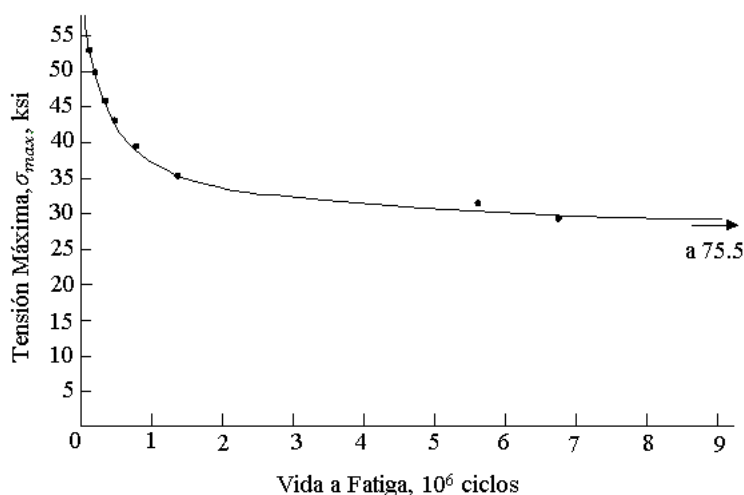


Figura 2. 42. Típico diagrama Tensión versus Número de Ciclos.

En la curva de la Figura 2. 42 se pueden distinguir dos zonas, la que comprende bajos números de ciclos aplicados (fatiga oligocíclica) y la de bajo nivel de tensión aplicada (fatiga multicíclica). En la primera zona el daño por fatiga se ve acompañado por el producido por las deformaciones plásticas, apreciándose altos niveles de tensión. La rama extrema de la curva se asimila a veces a una recta y otras a una curva.

La parte inferior de la curva tiende hacia la horizontalidad, llegando a ser horizontal en ciertos materiales. Cuando la curva S-N se acerca asintóticamente a la horizontal, la tensión correspondiente se llama límite de fatiga (Figura 2. 43), asumiéndose una vida a fatiga infinita para tensiones inferiores a este valor.

A partir de esta curva es posible decir que el número de ciclos N que soporta una probeta antes de fallar aumenta al disminuir la tensión aplicada.

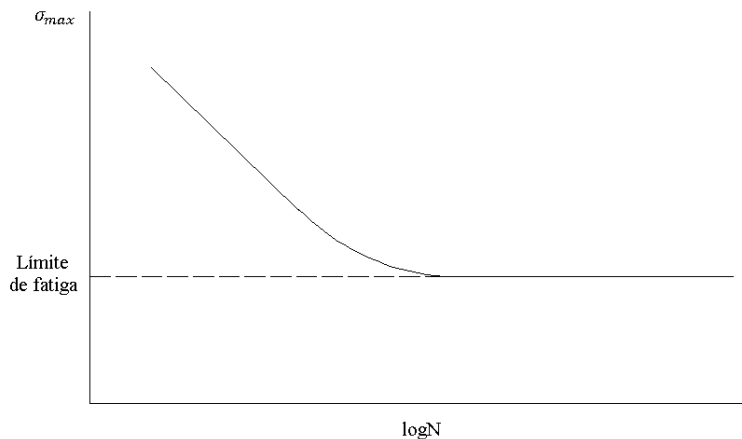


Figura 2. 43. Material con Límite de Fatiga.

2.5.4.2. Curvas de Wöhler

Debido a la naturaleza estadística del fenómeno de la fatiga, la curva S-N no es la forma en que suele presentarse el problema de fatiga, pues debido a condiciones inherentes al material se obtienen resultados dispersos, por lo que se vuelve imposible poder predecir la vida de una pieza o estructura con plena seguridad.

Al existir esta indeterminación, resulta que el método estadístico es la única forma de tratar el problema, llegando a la conclusión que la probabilidad p de falla por fatiga crece con el tiempo, pudiendo denominarse Límite de Fatiga a aquel que otorgue un 90% de probabilidad de supervivencia. Al problema de la naturaleza estadística del fenómeno se le agrega la característica errática de la fluctuación de la carga cíclica, complicando aún más el estudio de este fenómeno.

Las curvas de Wöhler constituyen una representación más real del fenómeno de la fatiga. Wöhler consideró una serie de probetas, cargándolas con $\sigma_a = cte$ y una frecuencia determinada, obteniendo una distribución normal de los valores de N en que fallaba cada una, determinando de esta manera el número de ciclos que soporta el material a distintos σ_a y en general con un σ_m común, obteniendo un diagrama Tensión-Número de ciclos probabilísticos, conocido como Curvas de Wöhler. Su representación gráfica consiste en trazar la curva correspondiente al 50% de probabilidad de supervivencia (n_{50}), junto con las de n_5 y n_{95} , definiendo una banda dentro de la cual se encuentra el 90% de las probetas (Figura 2. 44).

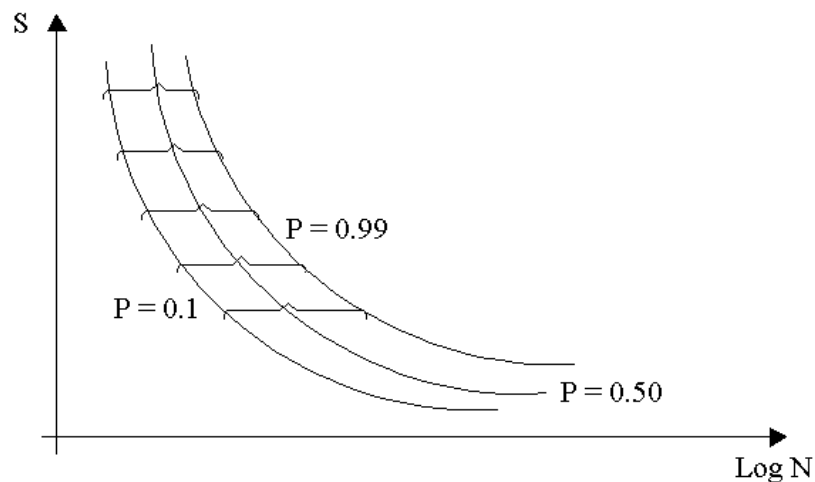


Figura 2. 44. Curvas de Wöhler.

En los casos donde n cuente con escala logarítmica se considera que el número de ciclos para un nivel de tensión se distribuye mediante una distribución normal o gaussiana (Figura 2. 45).

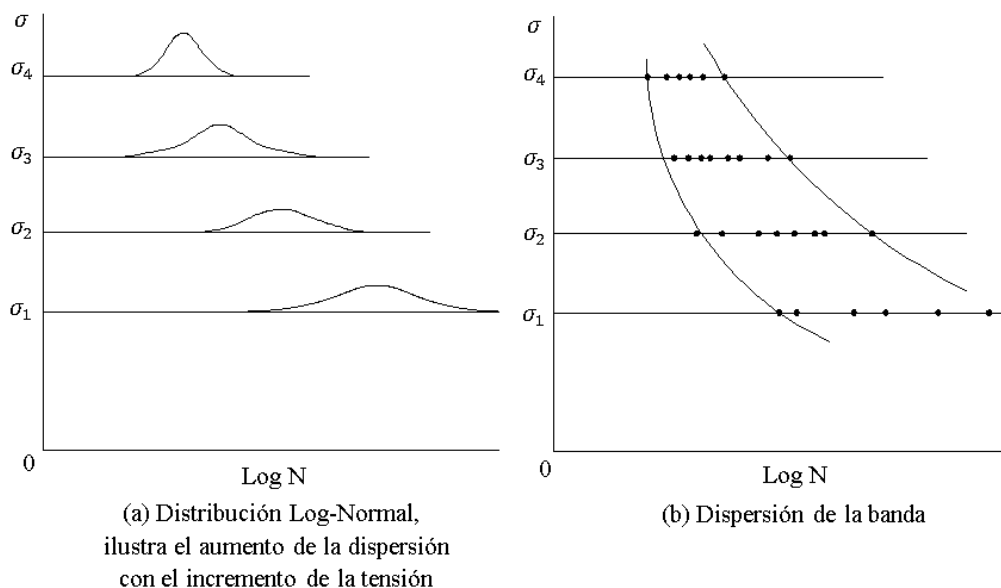


Figura 2. 45. Distribuciones de vida en fatiga.

2.5.5. Fatiga en el Acero

Se conoce que la fatiga afecta principalmente a la fisuración y a la pérdida de recubrimiento del hormigón, actuando en general, en conjunto con otros agentes deteriorantes, por lo que resulta difícil establecer la influencia aislada de cada uno de ellos.

De acuerdo a la teoría, sería posible la rotura de un elemento de hormigón armado por agotamiento a fatiga del acero en elementos sometidos a tensiones cíclicas de alto rango. En estos casos resulta necesario asegurar el rendimiento a fatiga del acero a emplear. En estructuras donde el hormigón ha fisurado y el acero se ha oxidado, es necesario conocer si el rendimiento del acero deteriorado es suficiente para asegurar la integridad y capacidad resistente de la estructura.

En la actualidad existen diversos tipos de acero corrugado para construcción, variando sus especificaciones de país en país, tanto en composición, geometría, proceso de fabricación y manipulación.

2.5.5.1. Barras continuas rectas

Hace referencia a barras de acero corrugado rectas que no han sufrido manipulación de doblado, de soldado y tampoco se encuentran en zona de anclaje.

1. Tipos de ensayo

En la actualidad existen dos métodos para ensayar barras:

- Ensayo axial sobre una única barra de acero aislada:* Es preferido por varios investigadores pues se puede llevar a cabo a frecuencias de carga relativamente elevadas, hasta 150 Hz, resultando económico en tiempo de ocupación de equipo y en horas de personal de laboratorio. El mayor inconveniente se presenta en la sujeción de la barra, de manera que resulta necesario tomar múltiples precauciones para que la rotura de la barra ocurra en centro de probeta y no en las fijaciones.
- Ensayo a flexión de una barra embebida en hormigón:* Son considerados más representativos de las condiciones de servicio. Diversos tipos de elementos han sido ensayados mediante esta técnica resultando el más referenciado en la literatura el someter una viga con una sola barra de acero corrugado a una carga mediante cuatro puntos (flexión pura). Este tipo de ensayo se

ve limitado por la frecuencia, alcanzando valores en torno a los 5 Hz, por lo que resultan lentos y costosos.

En los ensayos axiales, las primeras fisuras de fatiga surgen normalmente en pequeños defectos de la superficie (inclusiones del acero u otras impurezas), mientras que en el caso de vigas a flexión las fisuras se inician en las corrugas de las barras de acero. Las corrugas presentan una elevada concentración de tensiones al ser las encargadas de transmitir los esfuerzos entre la masa de hormigón y las barras de acero.

Por otra parte, los ensayos axiales entregan resultados inferiores en cuanto a resistencia a fatiga. Los valores de amplitud de tensión que provocan rotura, para un número de ciclos, son del orden del 20% inferior que para los ensayos de flexión.

En un estudio extensivo [Moss, D. S. (1980)], citado por [CEB (1988)], ensayó diferentes tipos de acero para alto número de ciclos (del orden de 100 millones). Sus resultados muestran una gran variabilidad y un rendimiento diferente para los diversos fabricantes o aceros producidos en distintos momentos.

2. Geometría de la superficie

Las corrugas de la armadura tienen como función asegurar la unión entre la pasta de hormigón y el acero, a la vez de proporcionar un anclaje de elevada resistencia. En el diseño de las corrugas la fatiga no constituye una prioridad, pero se tiene en consideración para los tipos más comunes de corruga, evitando detalles perjudiciales en su rendimiento a fatiga.

La geometría puede inducir roturas imprevistas frente a fatiga en los siguientes casos:

- Corrugas con radio de acorde muy pequeño, es decir, muy abruptas, donde existe una elevada concentración de tensiones.
- Corrugas que se cruzan entre ellas.
- Marcas de identificación del material mal diseñadas.
- Defectos en la geometría de la barra, como por ejemplo cilindros de laminación con defectos que se reflejan en intervalos repetitivos en las barras.

El [CEB (1988)] cita dos ejemplos de rotura debido a errores en el acabado superficial:

1. Barras con marcas de identificación con un diseño poco apropiado rompieron a los 2 millones de ciclos al ser ensayadas con un incremento de tensiones de 150 MPa, mientras barras sin marca del mismo lote resistieron hasta los 10 millones.
2. Barras de diámetro 32 mm con un gran defecto debido a un cilindro de laminación muescado rompieron a los 2,5 millones de ciclos al ser ensayadas con una amplitud de tensiones de 225 MPa, mientras que una barra de contraste no rompió, superando los 300 millones de ciclos.

3. Diámetro de las barras

La resistencia a fatiga disminuye al incrementarse el diámetro. Este fenómeno no es exclusivo de las barras corrugadas y sucede con todos los tipos de acero. Esto se atribuye a que la probabilidad de existir defectos en la superficie aumenta con el diámetro del espécimen.

Como valor de referencia, se ha observado en ensayos de tracción axial que la resistencia de una barra de diámetro de 40 mm respecto a una de 16 mm es inferior en un 25% aproximadamente [Moss, D.S. (1980)]. En el caso de ensayo a flexión la diferencia no es tan marcada.

2.5.5.2. Barras continuas dobladas

En Alemania el ensayo de resistencia a fatiga para acero corrugado se realiza en barras dobladas, obteniendo el comportamiento del material en las condiciones más exigentes, resultando valores conservadores.

El [CEB (1988)] recoge los resultados obtenidos por [Nürnberg, U. (1982)] respecto a las reducciones de resistencia a fatiga del acero doblado en función del radio de doblado (D), mostrándose en la Tabla 2. 18 los resultados obtenidos.

<u>Diámetro de doblado</u> <u>Diámetro de barra</u>	<u>Reducción de</u> <u>resistencia a fatiga</u>
25	0%
15	16% a 22%
10	22% a 41%
5	52% a 68%

Tabla 2. 18. Reducción de resistencia a fatiga por doblado. [Nürnberg, U. (1982)]

El peor rendimiento a fatiga de barras dobladas se justifica por los efectos de la deformación en frío, las tensiones residuales en la barra y las tensiones inducidas en el doblado.

2.5.5.3. Conexiones de barras

Existen tres tipos de conexiones para barras corrugadas de acero de refuerzo: solape de barras atadas, uniones mecánicas y soldadas.

1. Empalme por solape

Es el empalme de barras más conservador y más utilizado. En cada país el código normativo establece una longitud de solape mínima en función del diámetro. A lo largo de la longitud de solape las tensiones son transmitidas de una barra a otra a través del hormigón circundante.

En el estudio de [Bannister, J. L. (1978)], citado por [CEB (1988)], se evalúa la resistencia a fatiga en barras empalmadas por solape en vigas de hormigón sometidas a flexión. Los resultados muestran que se alcanzaban resistencias tan buenas como las de una barra continua, además que las barras no rompían en la zona de solape, sino que lo hacían una vez concluido éste.

2. Uniones mecánicas

Las uniones mecánicas se pueden utilizar en situaciones donde la concentración de barras en el refuerzo es tan elevada que el empalme por solape resulta imposible de realizar, o cuando la concentración de barras pueda afectar en el correcto vertido y distribución del hormigón. También resultan útiles en aquellos casos en que se prevea una ampliación de la estructura, siendo necesario para ello conectar el sistema de refuerzo presente. En función de la clase de conector se pueden utilizar refuerzos para compresión o indistintamente para esfuerzos de compresión y tracción.

Existen diversos tipos y marcas de conectores mecánicos, pudiendo clasificarse como: enroscados, de estampación y los que llevan una interfaz de fundido.

Para conocer el efecto en la resistencia a fatiga de estos conectores se ensaya a flexión una viga de hormigón, armada con una barra que contiene una conexión mecánica a media luz.

En [CEB (1988)] se compara el efecto de diversos conectores ensayados por [Davies, M.; Austin, M. (1987)] para barras de 20 mm, y por [Bennet, E. W. (1982)] para barras de 25 mm. Entre los dos artículos se ensayan 5 tipos de conectores:

1. Estampado para barras de 25 mm
2. Enroscado para barras de 25 mm
3. Enroscado con forma de huso para 20 mm
4. Estampado para barras de 20 mm
5. Enroscado para barras de 20 mm

En dichos ensayos las roturas de las barras se focalizaron en puntos de alta concentración de tensiones a la entrada de los conectores. Sorprendentemente, los tipos 3 y 4 mostraban una resistencia a fatiga comparable con las barras continuas. El resto de conectores (1, 2 y 5) mostraron un comportamiento inferior al de las barras continuas.

3. *Uniones soldadas*

Las investigaciones llevadas a cabo señalan que las uniones soldadas no son adecuadas para enlaces de barras en elementos susceptibles a fatiga. [Moss, D. S. (1980)] y [Moss, D. S. (1982)] estudió el comportamiento de soldaduras manuales de extremos de barras en ensayos axiales y de flexión, observando en ambos casos reducciones de la resistencia a fatiga del 50%.

2.5.5.4. *Modelización del comportamiento a fatiga*

La resistencia a fatiga de las barras de acero corrugado ha sido caracterizada de diversas formas, limitándose la modelización a caracterizar la resistencia a fatiga frente al número de ciclos.

El modelo más utilizado históricamente es el semi-logarítmico, en el que se representa el incremento de tensión ($\Delta\sigma$) versus el logaritmo del número de ciclos (N), con una ecuación tipo:

$$\Delta\sigma = A \cdot \log(N) + B \quad 2.33$$

Se considera además que se puede establecer un límite de fatiga a los $2 \cdot 10^6$ ciclos.

En las últimas dos décadas se ha tendido a utilizar el mismo modelo empleado para estructuras de acero soldadas. Este tipo de modelización además resulta compatible con la mecánica de fractura, pudiendo expresarse el modelo como una simple ley de potencias:

$$(\Delta\sigma)^m \cdot N = k \quad 2.34$$

Si se aplica logaritmo a esta expresión se obtiene una relación lineal con pendiente negativa de la forma siguiente:

$$\log(\Delta\sigma) = k' - (1/m) \cdot \log(N) \quad 2.35$$

Donde:

$$k' = \log(k)/m \quad 2.36$$

En el código de diseño inglés [British Standards (1997)] se propone que la pendiente logarítmica m de la curva $\Delta\sigma$ vs N ajuste un valor superior a partir de un número elevado de ciclos, en vez de establecer un límite de resistencia a fatiga.

Establecer un límite de fatiga igual a la resistencia en los $2 \cdot 10^6$ ciclos representa para algunas estructuras el equivalente a 2 semanas en servicio, razón por la cual este análisis proporciona un límite de fatiga artificialmente alto y predicciones poco seguras para largos ciclos de vida de la estructura.

En la Figura 2. 46 se muestran estos conceptos y se representa el comportamiento a altos ciclos adoptado por diferentes códigos de diseño de acero actuales.

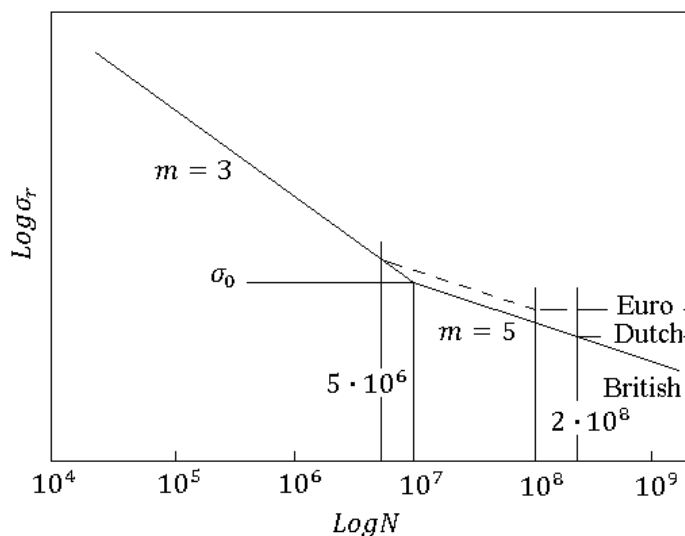


Figura 2. 46. Diversas maneras de modelización del comportamiento a fatiga. [CEB (1988)]

1. *Barras continuas*

El UK Transport and Road Laboratory llevó a cabo un estudio extensivo en 6 tipos de aceros disponibles en Europa, cuyos resultados recogen los autores [Tilly, G. P.; Moss, D. S. (1982)]. Los resultados mostraron que el rendimiento de barras continuas se podía modelizar mediante la siguiente ecuación, denominada Clase R:

$$(\Delta\sigma)^9 \cdot N = k \quad 2.37$$

Los ensayos fueron realizados de forma axial, puesto que el gran número de probetas volvía económicamente poco factible ensayos en vigas de hormigón a flexión. Entre las ventajas de este ensayo se tiene una menor variabilidad en las condiciones de ensayo, pues no existe influencia del tipo de hormigón, ni de las condiciones de ejecución.

Los valores obtenidos de k para la media de valores y para el diseño se resumen en la Tabla 2. 19. Para valores de diseño k se han tomado aquellos que comprendían dos desviaciones estándar por debajo de la media. Expresado en porcentaje, representa que un 97,3% de las probetas resisten la carga calculada con dicho valor de diseño k .

Diámetro de la barra	Tipo de carga	$k \cdot 10^{27}$	
		Valor medio	Valor de diseño
Subclase R1 $6 \text{ mm} < \varnothing < 16 \text{ mm}$	Axial aislada	11,20	0,75
	Flexión de viga hormigonada	60,60	3,09
Subclase R2 $20 \text{ mm} < \varnothing < 50 \text{ mm}$	Axial aislada	0,81	0,07
	Flexión de viga hormigonada	6,38	0,31

Tabla 2. 19. Valores de la constante k . [Tilly, G. P.; Moss, D. S. (1982)]

2. Conexiones de barras

Se considera de buena práctica evitar uniones de armadura en sectores con fuerte presencia de cargas dinámicas susceptibles de provocar fatiga por alto rango de tensiones. Esta regla se asume en parte por la usencia de investigaciones sobre esta problemática.

No se dispone de modelizaciones para el comportamiento a fatiga de uniones.

3. Barras oxidadas

La corrosión de las armaduras puede ocurrir por diversos motivos, desde el uso de sal para evitar heladas, hasta la cercanía al mar. En casos donde existe degradación de la armadura no es posible sustituirla, resultando interesante cuantificar la resistencia a fatiga del material oxidado.

En el trabajo de investigación desarrollado por [Tilly, G. P. (1988)] se ensayaron barras previamente extraídas de un puente tras 20 años en servicio, comparando la resistencia de barras corroídas y sanas. Se dedujo que la reducción de la resistencia a fatiga por corrosión era inferior a la esperada, observándose que la relación entre resistencia de barras sanas sobre la de barras corroídas oscilaba entre 1,70 y 1,35.

2.5.6. Fatiga en el Hormigón Armado

El comportamiento a fatiga de un elemento de hormigón armado está ligado a las propiedades de los materiales componentes: hormigón y acero, así como a la relación entre ellos.

En las estructuras de hormigón armado el acero absorbe las tracciones generadas al fisurar el hormigón. Esta fisuración tiene lugar cuando el hormigón alcanza una tensión de tracción igual a su resistencia a tracción (condición de servicio). De esta manera, es posible decir que la fatiga depende del nivel de tensiones, por lo que la susceptibilidad frente a fatiga dependerá del estado tensional a lo largo de la estructura.

Esto puede llevar a diferentes tipos de agotamiento por fatiga, en comparación con la rotura obtenida bajo carga estática. Un ejemplo citado en [CEB-FIP (1990)] es el de una serie de ensayos realizados sobre traviesas de hormigón. En dichos ensayos se obtuvieron roturas por agotamiento del hormigón, por pérdida de adherencia y por cortante. Sin embargo, bajo carga repetida, todas las probetas rompieron por agotamiento de los tendones de pretensado. Ciclo tras ciclo se redistribuyeron las tensiones producidas, incrementándose las tracciones de los tendones hasta el agotamiento de ellos por fatiga.

2.5.6.1. Tipos de rotura

1. Rotura por flexión

a) Agotamiento del hormigón en compresión

Normalmente la resistencia a fatiga de una pieza flectada se comprueba en la fibra más comprimida del hormigón. Se está del lado de la seguridad si se aplican valores de fatiga correspondientes a tensiones de compresión centrada al caso de zonas comprimidas de vigas a flexión.

b) Agotamiento del acero en tracción

En armaduras de piezas sometidas a flexión se han obtenido roturas por fatiga frente a tensiones tan bajas como el 44% del límite elástico, con una variación del orden de $0,4f_{su}$. Es importante corroborar el dimensionamiento a fatiga de las armaduras, tanto con la distribución inicial de tensiones como considerando una redistribución de tensiones provocadas por cargas repetidas.

2. Rotura por cortante

a) *Piezas sin armadura de cortante*

En estas piezas se desarrolla una fisura crítica en el hormigón debido a una importante redistribución de tensiones. Dependiendo de la geometría de la viga y del tipo de cargas aplicadas existirán diferentes modos de fisuración crítica. El comportamiento del hormigón en piezas sometidas a cortante es similar al de piezas sometidas a flexión.

b) *Piezas con armadura de cortante*

En estas piezas las propiedades a fatiga dependen en gran medida de las armaduras y su distribución en el hormigón. La historia de tensiones en los estribos puede ser muy complicada, incluso frente a cargas estáticas.

Las roturas más comunes se producen en los ángulos de los cercos, donde existen tensiones previas de doblado. Se han observado reducciones de capacidad portante por fatiga de hasta un 44% de la tensión de plastificación. A igual armadura, un incremento del ancho del alma aumenta considerablemente la resistencia a fatiga.

3. Agotamiento de la adherencia

La adherencia depende del tipo de barra de acero, de la geometría del hormigón circundante, del confinamiento, del historial de cargas y del nivel máximo de carga en comparación con la carga última estática. Se pueden producir tres tipos de agotamiento de la adherencia:

- Agotamiento debido a un exceso de tensión tangencial entre el hormigón y el acero (rotura tipo fricción y química).
- Agotamiento debido al salto del hormigón circundante producido cuando la resistencia a la tensión tangencial entre barra y hormigón es alta, y se produce un flujo de tensiones de adherencia hacia fuera de la barra.
- Si los dos mecanismos de rotura anteriores no se producen por resistencia suficiente, puede llegarse al agotamiento por cortante del hormigón circundante a lo largo del perímetro de las corrugas. Este tipo de rotura está controlada por la resistencia a cortante del hormigón.

Bajo la acción de una carga cíclica se produce una cierta redistribución de tensiones que hace posible evaluar la resistencia a fatiga correspondiente a diferentes tipos de rotura tensional bajo carga estática. Así se puede concluir que la adherencia se deteriora por fatiga de la misma forma y en la misma proporción que se ha observado para el hormigón bajo compresión y tracción.

El confinamiento transversal en las zonas de anclaje ayuda a resistir la fatiga. La armadura transversal ejerce, además de confinamiento, una función de cosido de las posibles fisuras. Las tensiones en dicha armadura son altas, pero no se ha observado rotura por fatiga en las mismas. En la Figura 2. 47 se observan diversas distribuciones de armadura transversal, que reducen los efectos de la fatiga en la adherencia.

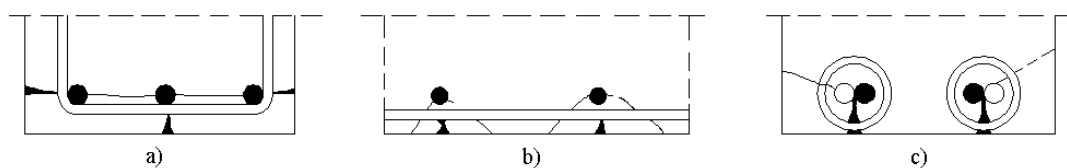


Figura 2. 47. Armadura transversal de confinamiento en forma de: a) cercos, b) barras transversales, c) espirales.
[CEB (1988)]

2.5.6.2. Deformación y ancho de fisuras

Tal como comenta [Aguado, A.; et al. (1990)], se puede considerar que las deformaciones y ancho de fisura de una estructura siguen una evolución similar a la observada en comportamiento a fatiga en probetas de hormigón en compresión uniaxial pura. En general flechas y ancho de fisura aumentan con el número de ciclos de carga. En la Figura 2. 48 se ven relaciones típicas de carga cíclica versus flecha, y la Figura 2. 49 muestra la relación existente para el ancho de fisura frente a carga estática y dinámica.

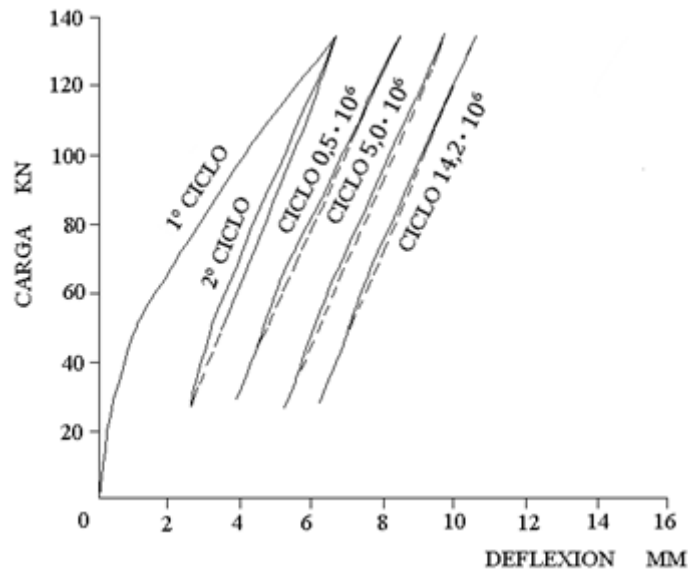


Figura 2. 48. Relación carga-flecha-número de ciclos. [Ref. Aguado, A.; et al (1990)]

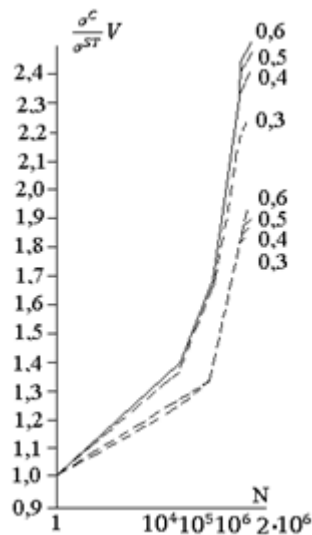


Figura 2. 49. Relación entre el ancho de fisura bajo carga cíclica y bajo carga estática frente al número de ciclos. [Aguado, A.; et al (1990)]

De esta manera, es recomendable calcular las deformaciones de una estructura bajo carga cíclica a partir de las deformaciones estáticas, aplicando un factor corrector de carácter empírico obtenido a partir de resultados experimentales, por ejemplo sobre probetas a compresión.

2.5.6.3. Factores que afectan a la generación de fatiga en el hormigón

1. Estado de tensiones

El estado de tensiones influye de gran manera en la vida a fatiga de los hormigones. Frente a solicitaciones biaxiales el hormigón se comportará diferente que bajo un estado uniaxial, pudiendo afirmarse lo mismo para un estado triaxial. De esta manera, es posible decir que dependiendo del estado tensional al que se someta una pieza de hormigón se obtendrán diferentes resistencias a fatiga frente a un ciclo único de carga.

[Hsu, T. T. C.; Su, E. C. M. (1988)] demuestran en su estudio que es posible obtener diversos valores de vida a fatiga en hormigones según los niveles de solicitaciones. En la Figura 2. 50 se aprecia el comportamiento de un hormigón en estado tensional uniaxial y biaxial. También es posible apreciar en los ciclos del diagrama S-N efectos producidos por la consideración de la razón de tensiones o tensiones relativas, tal que para un ciclo la resistencia a fatiga es mayor que la resistencia estática del hormigón (aproximadamente un 17%). Este porcentaje aumenta en un estado de tensión biaxial, llegando a cerca del 47% de la resistencia estática.

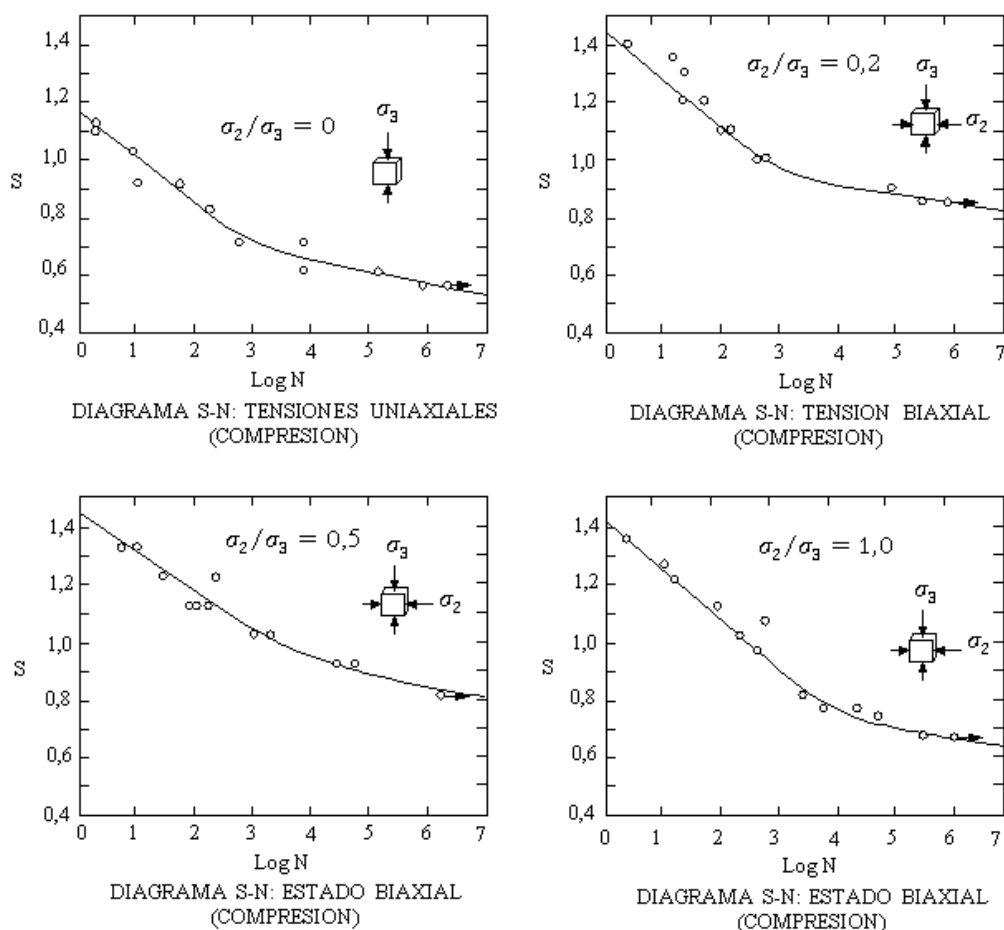


Figura 2. 50. Diagramas S-N para un mismo tipo de hormigón frente a diversos estados tensionales tridimensionales. [Aguado, A.; et al. (1990)]

2. Tipos de solicitaciones

Los efectos de la frecuencia de la acción han sido analizados por diversos investigadores. Como se dice en [AGUADO, A. et al. (1990)], parece aceptado entre la mayor parte de ellos que frecuencias entre 1 y 1,5 Hz producen pequeños efectos en el fenómeno. Diversos autores citados en el [CEB-FIP (1990)], [Holmen, J. O. (1982)], [Van Leeuwen, J.; Siemes, A. J. M

(1979)], [McCall, J. T. (1958)] y [Graf, O.; Brenner, E. (1936)] concluyen en sus investigaciones que frente a altas sollicitaciones la resistencia a fatiga disminuye con la frecuencia.

Respecto a los efectos combinados de amplitud y frecuencia, según lo cita el [CEB (1988)], [Hsu, T. T. C. (1981)], [Tepfers, R.; Kutti, T. (1979)], se define una relación entre las curvas S-N-T, donde T representa el tiempo de un ciclo, en el que incluyen el parámetro R ($R = \sigma_{max}/\sigma_{min}$).

El número de ciclos lógicamente influye en el comportamiento a fatiga, tal como se ha reflejado con anterioridad a través de las curvas S-N o curvas de Wöhler.

2.5.6.4. Curvas y Modelos en Hormigón Armado

Para caracterizar el comportamiento a fatiga del hormigón existen diferentes enfoques, que se detallan a continuación.

1. Curvas S-N del hormigón

El trazado de estas curvas se debe interpretar teniendo en cuenta que la resistencia estática de referencia se determina en ensayos donde la velocidad de aplicación de carga es órdenes de magnitud inferior a la de los ensayos de fatiga. Estos valores nominales de resistencia se refieren a propiedades convencionales, que en el caso de fatiga poco tienen que ver con las condiciones de servicio. Los niveles de dispersión detectados en los ensayos son considerablemente elevados. Según los investigadores [Holmen, J. O. (1979)] y [Raithby, K. D. (1979)] esta gran dispersión es atribuible a la misma dispersión observada en ensayos de resistencia estática.

Cabe señalar también que, a diferencia del acero, no se ha hallado aún un límite de fatiga para el hormigón armado, es decir, no se conoce un nivel de tensiones bajo el cual la vida del hormigón sometido a fatiga sea infinita. [Weigler, H.; Klausen, D. (1979)] indicarían un “cuasi-límite”, correspondiente a un nivel de tensiones de $0,4f_{cm}$ en el orden de 10 a 100 miles de millones ($10^{10} - 10^{11}$) de ciclos, que representa un número de ciclos suficientemente elevado para la vida útil de la mayoría de las estructuras.

2. Diagrama completo del hormigón

Al evolucionar la microfisuración del hormigón disminuye la capacidad resistente del material, evolucionando de forma decreciente con la fisuración. En la Figura 2. 51 se representa la sucesión de ciclos de carga y descarga. Al trazar la envolvente de los ciclos se determina el diagrama completo del hormigón.

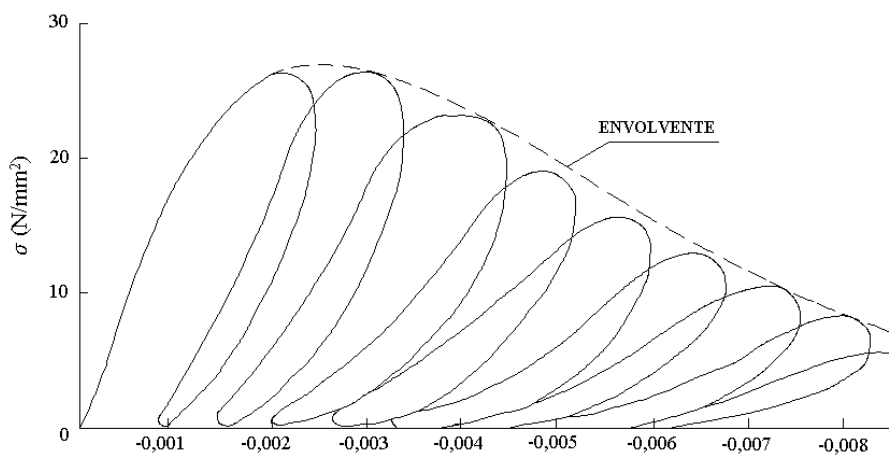


Figura 2. 51. Curva completa de tensión-deformación del Hormigón. [Aguado, A.; et al. (1990)]

Esta envolvente se puede obtener experimentalmente mediante ensayos de deformación controlada. Diversos autores, [Sinha, B. B.; et al. (1964)], [Karsan, I. D.; Jirsa, J. O. (1969)], [Gopalaratnam, V. S.; Shah, S. P. (1985)] y [Reinhardt, H. W.; et al. (1986)], han formulado expresiones matemáticas que describen estas curvas a partir de los resultados obtenidos.

3. *Modelos de comportamiento*

Los diferentes modelos propuestos difieren en su enfoque en el fenómeno, pudiendo clasificarse por su fundamento teórico y formulación. La bondad del modelo será mayor cuanto mayor sea su capacidad de aplicación a las variables solicitantes a las que se verá sometido el material y a hormigones de distinta composición de la que ha servido de base para plantear el modelo.

Según el fundamento teórico, los modelos más sencillos son las curvas S-N o la curva ϵ -N.

Las magnitudes más relevantes de los modelos que describen la relación esfuerzo-deformación son la evolución de la deformación unitaria y el módulo elástico al sucederse los ciclos de carga. La formulación del fenómeno de tipo energético se basa en postular que parte de la energía transmitida al material se consume en la formación de nuevas fisuras o en la ampliación de las ya existentes.

Respecto a la formulación de los modelos cabe destacar que con el desarrollo de los ordenadores y el método de Elementos Finitos, diversos investigadores han desarrollado modelos que intentan reproducir el fenómeno. Estas formulaciones se agrupan en los siguientes:

a) *Modelos de daño continuo*: El material se caracteriza por una variable denominada “variable de daño” (D), que representa el deterioro del hormigón.

En su forma más elemental puede adoptar la forma:

$$D = \frac{S - S'}{S} \quad 2.38$$

Donde:

S : Área de un elemento de volumen.

S' : Área resistente efectiva.

De esta manera, cuando $D = 0$ el material está sano y con $D = D_c$ (valor crítico de daño) el material presenta rotura.

Al considerar para la definición de la variable de daño factores como: forma y orientación de las fisuras, crecimiento o anisotropía del material, la formulación se complica, transformándose de escalares a vectores, obteniendo tensores de segundo, cuarto e incluso octavo orden.

b) *Modelos de fracturación macroscópica*: Su objetivo es reproducir el comportamiento del material, tanto en estado de microfisuración (fisuración distribuida uniformemente), como en el de macrofisuración (fisuración localizada).

El material se caracteriza por su resistencia a tracción y por la denominada energía de fractura (G_f), que representa la energía de fractura por unidad de área debida a la fisuración. En la Figura 2. 52 se muestra la representación de las tensiones en una fisura abierta y la distribución de tensiones que se acostumbra utilizar en estos modelos.

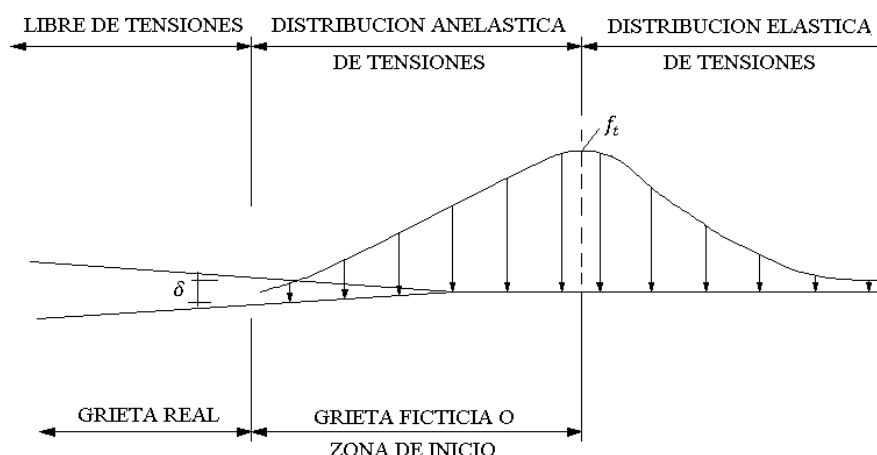


Figura 2. 52. Distribución de las tensiones de tracción en el ángulo de una fisura. [Aguado, A.; et al. (1990)]

c) *Modelos de microplanos*: La idea básica de estos modelos consiste en caracterizar el comportamiento anelástico del hormigón, mediante componentes de deformación y tensión unitaria en un plano de inclinación arbitrario (microplano). Se determinan dichos esfuerzos de forma que se obtenga el tensor macroscópico de esfuerzos o deformaciones, a partir de los esfuerzos y deformaciones en los microplanos para todas las orientaciones. Se pueden imaginar los microplanos como una representación de las microcapas de contacto entre los áridos del hormigón.

2.5.7. Restricciones Normativas

A continuación se verán algunas restricciones impuestas por [CEB-FIP (1990, 2010)] y por la Normativa [EHE (2008)].

2.5.7.1. Código Modelo CEB-FIP

1. Resistencia a fatiga

Para una amplitud constante de la tensión, el número N de ciclos que produce la rotura por fatiga del hormigón en masa puede estimarse mediante las ecuaciones siguientes, válidas para compresión pura, compresión-tracción y tracción pura, respectivamente.

Los ensayos de fatiga dan lugar a una gran dispersión en el número de ciclos hasta rotura. En consecuencia, a menudo se aplican procedimientos probabilistas para evaluar el comportamiento a fatiga del hormigón.

a) Compresión pura:

Para $S_{c,min} > 0,8$, son aplicables las relaciones S-N para $S_{c,min} = 0,8$.

Para $0 \leq S_{c,min} \leq 0,8$, se aplican las siguientes ecuaciones:

$$\log(N_1) = (12 + 16S_{c,min} + 8S_{c,min}^2)(1 - S_{c,max}) \quad 2.39$$

$$\log(N_2) = 0,2\log(N_1) \cdot (\log N_1 - 1) \quad 2.40$$

$$\log(N_3) = \log(N_2) \cdot \left(0,3 - \frac{3}{8}S_{s,min}\right) / \Delta S_e \quad 2.41$$

$$\text{Si } \log(N_1) \leq 6, \text{ entonces } \log(N) = \log(N_1) \quad 2.42$$

$$\text{Si } \log(N_1) > 6 \text{ y } \Delta S_e \geq 0,3 - 0,375 \cdot S_{c,min}, \text{ se adopta } \log(N) = \log(N_2) \quad 2.43$$

- Si $\log(N_1) > 6$ y $\Delta S_e < 0,3 - 0,375 \cdot S_{e,min}$, se adopta $\log(N) = \log(N_3)$ 2. 44

Con:

$$S_{e,max} = |\sigma_{e,max}| / f_{ck,fat} \quad 2. 45$$

$$S_{e,min} = |\sigma_{e,min}| / f_{ck,fat} \quad 2. 46$$

$$\Delta S_e = |S_{e,max}| - |S_{e,min}| \quad 2. 47$$

La resistencia de referencia a compresión por fatiga $f_{ck,fat}$ puede estimarse mediante la ecuación:

$$f_{ck,fat} = \beta_{cc}(t) \cdot \beta_{c,sus}(t) \cdot f_{ck}(1 - f_{ck}/25f_{ck0}) \quad 2. 48$$

En base a las ecuaciones anteriores es posible definir una serie de curvas que se muestran en la Figura 2. 53.

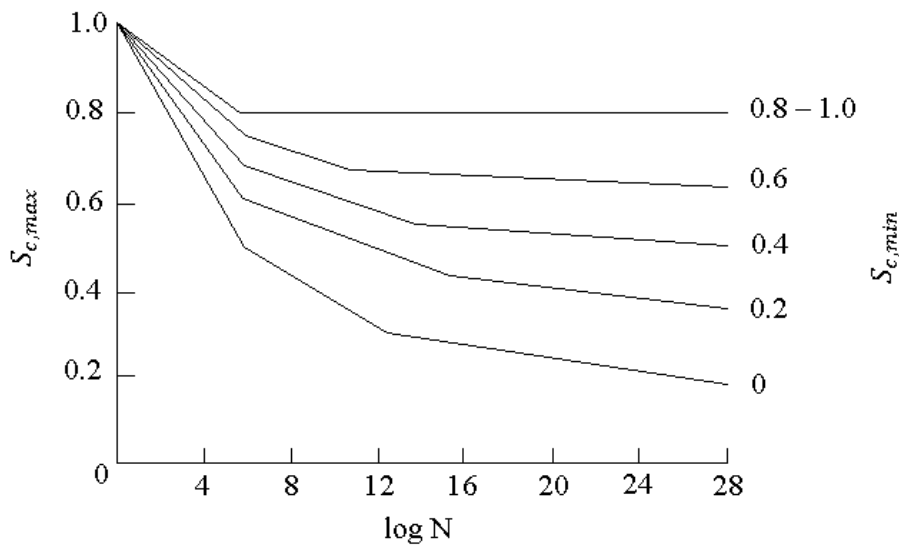


Figura 2. 53. Relaciones S-N de acuerdo a ecuaciones anteriores. [CEB-FIP (1990)]

La resistencia de referencia a compresión por fatiga $f_{ck,fat}$ se ha introducido para tener en cuenta el aumento de la sensibilidad a la fatiga del hormigón con el aumento de su resistencia.

b) *Compresión-tracción* con $\sigma_{ct,max} \leq 0,026|\sigma_{c,max}|$:

$$\log(N) = 9(1 - S_{e,max}) \quad 2. 49$$

Si se aplica esta ecuación puede suponerse que el hormigón falla siempre en compresión.

c) *Tracción pura y tracción-compresión* con $\sigma_{ct,max} > 0,026|\sigma_{c,max}|$:

$$\log(N) = 12(1 - S_{t,max}) \quad 2. 50$$

Con:

$$S_{ct,max} = \sigma_{ct,max} / f_{ctk,min} \quad 2. 51$$

2. Relación tensión de adherencia-deslizamiento

La relación tensión de adherencia-deslizamiento depende de un considerable número de factores, como rugosidad de las barras (área equivalente del resalto), resistencia del hormigón, posición y orientación de las barras durante el hormigonado, estado de tensiones, condiciones de contorno y recubrimiento.

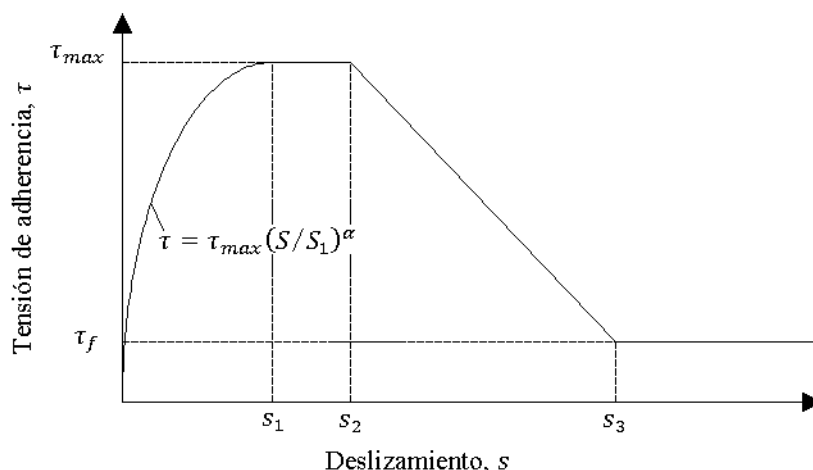


Figura 2. 54. Relación analítica tensión de adherencia-deslizamiento (carga monotónica). [CEB-FIP (1990)]

Por tanto, la curva de tensión de adherencia-deslizamiento de la Figura 2. 54 puede considerarse como una curva de valores medios en términos estadísticos, aplicable, como formulación media, a una amplia serie de casos. Para deducir las curvas de cálculo de la relación tensión de adherencia-deslizamiento serían necesarias operaciones de seguridad complementarias.

El tramo curvo inicial hace referencia al estado en el cual las corrugas penetran en la matriz de mortero, y se caracteriza por un aplastamiento local y una microfisuración. El siguiente tramo horizontal existe sólo en el caso de hormigón confinado y representa un estado de aplastamiento avanzado y de rotura por cortante del hormigón entre corrugas. La rama descendente hace referencia a la reducción de la adherencia debido a la aparición de fisuras de desgarramiento (splitting cracks) a lo largo de las armaduras. El último tramo horizontal representa la capacidad residual de adherencia, que se mantiene en virtud de que una mínima armadura transversal conserva intacto un cierto grado de integridad.

En cuanto a la generación de las tensiones de adherencia, son aplicables las siguientes consideraciones: la armadura y el hormigón tienen la misma deformación ($\epsilon_c = \epsilon_s$) en las zonas de la estructura sometidas a compresión y en las partes no fisuradas de las sometidas a tracción. En las secciones transversales fisuradas, los esfuerzos de tracción en la fisura se transmiten a través de la armadura. En general, los desplazamientos absolutos del acero u_s y del hormigón u_c entre dos fisuras o a lo largo de la longitud de transferencia l_t son diferentes.

Debido al desplazamiento relativo $s = u_s - u_c$ se generan tensiones de adherencia entre el hormigón y la armadura. La magnitud de estas tensiones depende fundamentalmente de la superficie de las armaduras, del deslizamiento s , de la resistencia del hormigón f_c y de la posición de la armadura durante el hormigonado. Entre las fisuras o a lo largo de la longitud de transferencia l_t , una parte del esfuerzo de tracción de la armadura, que actúa en la fisura, se transmite al hormigón por adherencia (efecto tenso-rigidez).

Efecto Tenso-rigidez: En una sección transversal fisurada todo el esfuerzo de tracción es absorbido por el acero. Sin embargo, en la zona entre fisuras adyacentes se transmiten esfuerzos de tracción desde las armaduras al hormigón que las rodea, debido a las tensiones tangenciales de adherencia. La contribución del hormigón se puede interpretar como un incremento de la rigidez de la armadura traccionada.

Desde la aparición de la primera fisura hasta la plastificación de la armadura debe distinguirse entre la fase de formación de fisuras, en la que aparecen nuevas fisuras, y la fase de fisuración estabilizada, en la que se supone que solamente tiene lugar la apertura de fisuras.

Si se desprecia el efecto tenso-rigidez, la rigidez de un tirante de hormigón armado o de un elemento estructural de hormigón queda subestimada (Figura 2. 55).

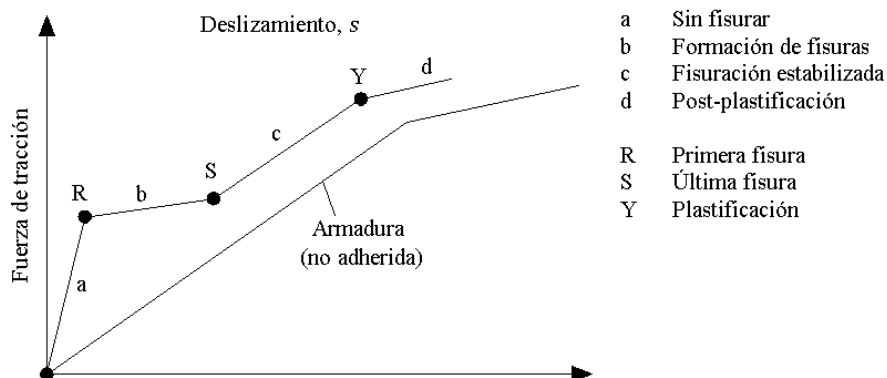


Figura 2. 55. Comportamiento ideal de un tirante de hormigón armado. [CEB-FIP (1990)]

La distinción entre los estados de hormigón sin fisurar, fase de formación de fisuras, fisuración estabilizada y post-plastificación resulta útil para estimar deformaciones, aberturas de fisura y amortiguamientos.

3. Estado Límite Último de Fatiga

a) *Análisis de tensiones en elementos armados y pretensados sometidos a fatiga:* Pueden usarse modelos lineales elásticos, considerando fisurado el hormigón en tracción. La relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón puede tomarse como $\alpha = 10$.

En el caso de elementos pretensados debe comprobarse si la sección relevante es sensible a la fisuración. Esto sucede cuando alguna combinación de cargas produce tensiones de tracción en la fibra superficial. Entonces los rangos de tensiones para el acero de armado y el acero de pretensado deben calcularse como si el elemento estuviera fisurado.

El efecto de las diferencias en el comportamiento adherente entre el acero de pretensado y el de armado debe tenerse en cuenta para la tensiones en el acero de armado. Salvo que se use un método más afinado, ello puede hacerse empleando un modelo lineal elástico para el cálculo de tensiones que satisfaga la compatibilidad de deformaciones y multiplicando la tensión en el acero de armado por el siguiente factor:

$$\eta_s = \frac{1 + (A_p/A_s)}{1 + (A_p/A_s) \cdot \sqrt{[\zeta (\phi_s/\phi_p)]}} \leq 1 \quad 2.52$$

Donde:

η_s : Factor de incremento de tensión en el acero de refuerzo debido a diferencias en el comportamiento de enlace del pretensado y acero de refuerzo.

A_s : Área del acero de armado.

A_p : Área del acero de pretensado.

ϕ_s : Menor diámetro de acero de armado en la sección relevante.

ϕ_p : Diámetro del acero de pretensado (para cordones debe tomarse el diámetro equivalente $1,6 \cdot \sqrt{A_p}$, siendo A_p el área del cordón).

ζ : Relación entre la adherencia del acero de pretensado y la del acero de armado de alta adherencia (Tabla 2. 20).

Tipo de elemento	Elementos Postensados	Elementos Pretensados
Acero de pretensado liso	0,2	-
Cordones	0,4	0,6
Alambres de pretensado corrugados	0,6	-
Barras de pretensado corrugadas	1,0	-
Aceros de pretensado corrugados	-	0,8

Tabla 2. 20. Valores coeficiente ζ . [CEB – FIP (1990)]

El gradiente de tensiones del hormigón en la zona comprimida de una sección fisurada puede tenerse en cuenta multiplicando la tensión máxima de la zona comprimida por un factor η_c :

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \cdot |\sigma_{c1}| / |\sigma_{c2}|} \quad 2.53$$

Donde:

η_c : Factor promedio de tensiones en el hormigón en la zona de compresión considerando el gradiente de tensiones.

$|\sigma_{c1}|$: Valor absoluto menor de la tensión de compresión a una distancia no mayor de 300 mm de la superficie, bajo la combinación de cargas relevante (Figura 2. 56).

$|\sigma_{c2}|$: Valor absoluto mayor de la tensión de compresión a una distancia no mayor de 300 mm de la superficie, bajo la misma combinación de cargas de $|\sigma_{c1}|$ (Figura 2. 56).

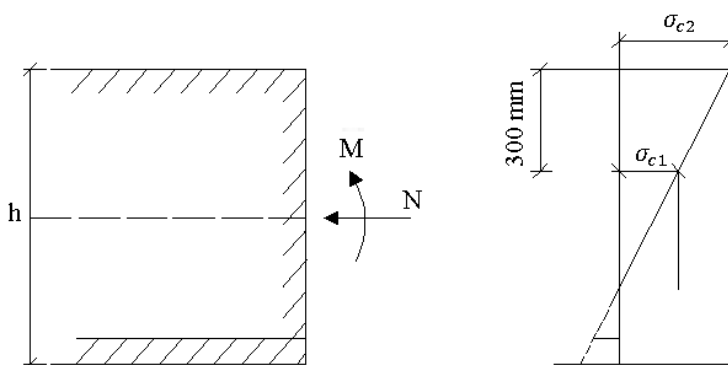


Figura 2. 56. Definición de las tensiones σ_{c1} y σ_{c2} . [CEB-FIP (1990)]

b) *Comprobación por el procedimiento simplificado*: Este procedimiento sólo es aplicable a estructuras sometidas a un número limitado ($\leq 10^8$) de ciclos de baja tensión.

b.1) *Acero*:

Los requisitos frente a fatiga quedan satisfechos si el rango de tensiones calculado máximo bajo la combinación de cargas frecuente ($\max \Delta \sigma_{Ss}$) satisface la ecuación:

$$\gamma_{Sd} \cdot \max \Delta \sigma_{Ss} \leq \Delta \sigma_{Rsk} / \gamma_{s, fat} \quad 2.54$$

Donde $\Delta \sigma_{Rsk}$ es la resistencia característica a fatiga para 10^8 ciclos. Los valores de $\Delta \sigma_{Rsk}$ se dan en las Tabla 2. 21 y Tabla 2. 22.

b.2) *Hormigón*:

No es necesario un cálculo detallado a fatiga si las tensiones máximas calculadas bajo la combinación frecuente de cargas, $\sigma_{c,max}$ (compresión) y $\sigma_{ct,max}$ (tracción), satisfacen las siguientes relaciones:

Compresión:

$$\gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c \leq 0,45 f_{cd,fat} \quad 2.55$$

Siendo:

$\sigma_{c,max}$: Máxima tensión de compresión.

$f_{cd,fat}$: Resistencia de referencia a fatiga para hormigón en compresión.

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) \left[f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{25 f_{ck0}} \right) \right] \frac{1}{\gamma_c} \quad 2.56$$

Donde:

$\beta_{cc}(t)$: Coeficiente que depende de la edad del hormigón t en días a la que comienza la carga de fatiga.

f_{ck0} : 10 MPa (resistencia de referencia).

Tracción:

$$\gamma_{Sd} \cdot \sigma_{ct,max} \leq 0,33 f_{ctd,fat} \quad 2.57$$

Siendo:

$\sigma_{ct,max}$: Máxima tensión de tracción.

$f_{ctd,fat}$: Resistencia de referencia a fatiga para hormigón en tracción.

$$f_{ctd,fat} = f_{ctk0,5} / \gamma_{ct,fat} \quad 2.58$$

c) *Comprobación mediante nivel de carga único*: Este método tiene en cuenta el período de vida requerido mediante un número previsto de ciclos, n .

c.1) Acero:

El requisito puede considerarse satisfecho si el rango máximo calculado de tensiones actuantes, $\max \Delta \sigma_s$ satisface la relación:

$$\gamma_{Sd} \cdot \max \Delta \sigma_{Ss} \leq \Delta \sigma_{Rsk}(n) / \gamma_{s,fat} \quad 2.59$$

Donde:

$\Delta \sigma_{Ss}$: Rango de tensión del acero bajo cargas actuantes.

n : Número previsto de ciclos en el período de vida requerido.

$\Delta \sigma_{Rsk}(n)$: Rango de tensiones correspondiente a n ciclos obtenido de la función de resistencia a fatiga característica.

Cuando se considere necesario hacer ensayos de fatiga para determinar el comportamiento del acero de armado, estos ensayos deben hacerse de acuerdo con las Recomendaciones [RILEM-FIP-CEB (1973)]. Los resultados vendrán expresados normalmente mediante los cuantiles correspondientes a los niveles de confianza del 5% y del 75%.

La función de resistencia a fatiga característica para el acero (Figura 2. 57) consta de segmentos de la forma $\Delta \sigma_{Rsk}^m \cdot N = cte$. Los valores de las curvas S-N vienen dados en las Tabla 2. 21 y Tabla 2. 22.

Los valores presentados en las Tabla 2. 21 y Tabla 2. 22 son característicos y no incorporan coeficientes de seguridad parciales. Estos valores o valores más altos deben ser respaldados por documentos de homologación adecuados.

En código no cubre barras servidas en rollo y enderezadas.

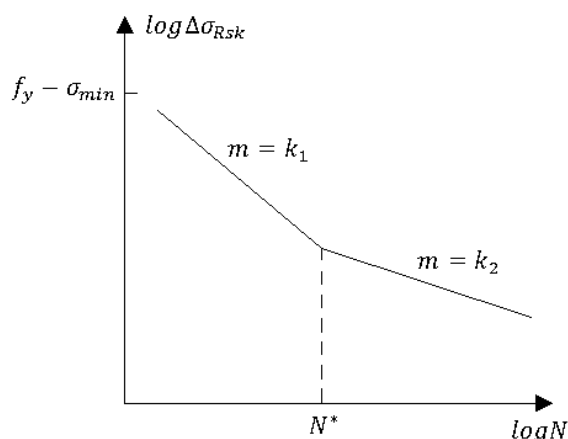


Figura 2. 57. Forma de las curvas de resistencia característica a fatiga (curvas S-N) para el acero. [CEB-FIP (1990)]

Pueden usarse valores de resistencia a fatiga más elevados si se dispone de información adecuada procedente de documentos de homologación específicos para el acero.

ACERO DE ARMADO	N*	Exponente de la tensión		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [MPa] ⁽⁵⁾	
		k_1	k_2	A N* ciclos	A 10^8 ciclos
Barras rectas o dobladas con $D \geq 25\phi$ $\phi \leq 16$ mm $\phi > 16$ mm ⁽⁶⁾	10^6	5	9	210	125
	10^6	5	9	160	95
Barras dobladas con $D < 25\phi$ ⁽⁷⁾	10^6	5	9	- ⁽⁸⁾	- ⁽⁸⁾
Barras soldadas ⁽⁷⁾ incluyendo soldaduras a solapo y uniones a tope con conectores mecánicos	10^7	3	5	50	30
Ambiente marino ^{(7), (9)}	10^7	3	5	65	40

Tabla 2. 21. Parámetros de las curvas S-N para acero de armado (embebido en hormigón). [CEB-FIP (1990)]

⁽⁵⁾ En los casos en los que los valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ calculados a partir de la curva S-N superan el rango de tensiones $f_{yd} - \sigma_{min}$, es válido el valor $f_y - \sigma_{min}$.

⁽⁶⁾ Los valores dados en esta línea representan la curva S-N de una barra de 40 [mm]; para diámetros entre 16 y 40 [mm] puede interpolarse entre los valores de esta línea y los de la línea superior.

⁽⁷⁾ La mayoría de las curvas S-N siguientes cortan a la curva de la barra recta correspondiente. En estos casos la resistencia a fatiga de la barra recta es válida para números de ciclos inferiores al del punto de intersección.

⁽⁸⁾ Los valores son los de la barra recta multiplicados por un factor de reducción ξ que depende de la relación entre el diámetro del mandril D y el diámetro de la barra ϕ : $\xi = 0,35 + 0,026 \cdot D/\phi$

⁽⁹⁾ Válido para todas las relaciones D/ϕ y todos los diámetros ϕ .

ACERO DE PRETENSADO	N*	Exponente de la tensión		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [MPa]	
		k_1	k_2	A N* ciclos	A 10^8 ciclos
<i>Pretesado</i> Aceros rectos	10^6	5	9	160	95
<i>Postesado</i> Tendones curvos ⁽¹⁰⁾	10^6	3	7	120	65
Tendones rectos	10^6	5	9	160	95
Conectores mecánicos	10^6	3	5	80	30

Tabla 2. 22. Parámetros de las curvas S-N para acero de pretensado (embebido en hormigón). [CEB-FIP (1990)]

La reducción de los valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ de los tendones curvos con respecto a los valores de los tendones rectos, se debe a la corrosión por rozamiento que se produce por la presión lateral y el deslizamiento entre los cordones de pretensado y/o las nervaduras de las vainas de acero.

c.2) Hormigón:

Los requisitos de fatiga bajo carga cíclica quedan satisfechos si el período de vida requerido (número de ciclos) es menor o igual que el número de ciclos de agotamiento:

$$n \leq N \quad 2.60$$

Donde:

n : Número previsto de ciclos en la vida de diseño requerida.

N : Número de ciclos de tensión resistidos. Debe calcularse a partir de las funciones de resistencia a fatiga dadas más adelante.

Para frecuencias mayores a 0,1 Hz pueden usarse las curvas características S-N para el hormigón sin ninguna restricción. Para frecuencias más bajas, la vida a fatiga debe reducirse (como orientación véase el capítulo 3 del Boletín CEB 188).

Compresión:

Para $0 < S_{cd,min} < 0,8$

$$\log(N_1) = (12 + 16S_{cd,min} + 8S_{cd,min}^2)(1 - S_{cd,max}) \quad 2.61$$

$$\log(N_2) = 0,2\log(N_1) \cdot (\log(N_1) - 1) \quad 2.62$$

$$\log(N_3) = \log(N_2) \cdot \left(0,3 - \frac{3}{8}S_{cd,min}\right) / \Delta S_{cd} \quad 2.63$$

$$\text{- Si } \log(N_1) \leq 6, \text{ entonces } \log(N) = \log(N_1) \quad 2.64$$

$$\text{- Si } \log(N_1) > 6 \text{ y } \Delta S_{cd} \geq 0,3 - 3/8 \cdot S_{cd,min}, \text{ entonces } \log(N) = \log(N_2) \quad 2.65$$

$$\text{- Si } \log(N_1) > 6 \text{ y } \Delta S_{cd} < 0,3 - 3/8 \cdot S_{cd,min}, \text{ entonces } \log(N) = \log(N_3) \quad 2.66$$

⁽¹⁰⁾ Si la curva S-N corta la de la barra recta, es válida la resistencia a fatiga de la barra recta.

Donde:

$S_{cd,max}$: Nivel de esfuerzo de compresión máximo.

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} \quad 2.67$$

$S_{cd,min}$: Nivel de esfuerzo de tensión mínimo.

$$S_{cd,min} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} \quad 2.68$$

ΔS_{cd} : Rango de tensión.

$$\Delta S_{cd} = S_{cd,max} - S_{cd,min} \quad 2.69$$

Para $S_{c,min} \geq 0,8$ son válidas las relaciones S-N para $S_{c,min} = 0,8$.

El valor de $\log(N_3)$ debe calcularse sólo si $\log(N_1) > 6$.

Para la evaluación de $\sigma_{c,max}$ y $\sigma_{ct,max}$ se utiliza el equivalente de fatiga o valor frecuente de la acción variable Q_d .

$\sigma_{c,max}$ y $\sigma_{ct,max}$ deben calcularse bajo el esfuerzo más alto.

$\sigma_{c,min}$ se determina como el valor máximo en la zona comprimida a una distancia no mayor de 300 mm de la superficie en la que se produce $\sigma_{c,max}$, pero bajo el esfuerzo más bajo.

Tracción:

$$\log N = 12(1 - S_{td,max}) \quad 2.70$$

Donde:

$S_{td,max}$: Nivel de esfuerzo de tracción máximo.

$$S_{td,max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{ct,max} / f_{ctd,fat} \quad 2.71$$

4. Estado Límite de Servicio

a) *Limitación de tensiones*: Bajo la acción de las cargas de servicio, puede ser preciso limitar:

- Las tensiones de tracción en el hormigón: Con la finalidad de reducir la probabilidad de fisuración.
- Las tensiones de compresión en el hormigón: Para evitar que las compresiones excesivas originen deformaciones irreversibles y fisuración longitudinal.
- Las tensiones de tracción en el acero: Limitándolas, con un margen de seguridad adecuado respecto a la tensión de límite elástico, con el fin de prevenir una fisuración incontrolada.

Al calcular las tensiones se debe tener en cuenta si la sección puede encontrarse fisurada bajo la acción de las cargas de servicio, así como los efectos de la fluencia, la retracción y la relajación del acero de pretensado. También deben tenerse en cuenta otras acciones indirectas que pudiesen afectar a las tensiones (ejemplo: la temperatura).

Las tensiones se calculan haciendo uso de las características mecánicas de la sección, fisurada o no fisurada, según sea el caso.

En general, si el valor máximo de tensión de tracción en el hormigón, calculado sobre la sección no fisurada bajo la acción de la combinación infrecuente de cargas, excede el valor f_{ctm} , debe suponerse que la sección está fisurada.

Si se utiliza sección no fisurada, se supone que todo el hormigón de la sección es activo y que tanto el acero como el hormigón se comportan elásticamente, tanto en tracción como en compresión. Si se utiliza la sección fisurada, el hormigón se supone elástico en compresión, pero no colaborante en tracción. (Al comprobar las tensiones de acuerdo con estos resultados, no debe incluirse el efecto de la tenso-rigidez aportada por el hormigón traccionado entre fisuras después de la fisuración).

Para satisfacer la limitación de tensión en las armaduras adheridas ordinarias se requiere, al menos, la cuantía mínima de acero especificada como:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,max} \cdot A_{ct} / \sigma_{s2} \quad 2.72$$

Donde:

A_{ct} : Área de hormigón en tracción inmediatamente antes de producirse la fisuración, calculada en la hipótesis de sección no fisurada.

σ_{s2} : Puede tomarse como f_{yk} si se garantiza un anclaje adecuado. Sin embargo, puede ser necesario tomar un valor más bajo para que el ancho de fisura se mantenga por debajo de los límites.

$f_{ct,max}$: Cuantil superior de la resistencia del hormigón a tracción cuando se produce la primera fisuración.

k : Factor de corrección del valor de la armadura A_s obtenida según los métodos convencionales, con respecto a los valores reales de A_{ct} , teniendo en cuenta las distribuciones no lineales de tensiones (solicitaciones autoequilibradas). El factor k puede tomar los siguientes valores:

- Coacción de deformaciones impuestas de carácter extrínseco (deformaciones impuestas externamente): $k = 1,0$
- Coacción de deformaciones impuestas de carácter intrínseco (solicitaciones que se inducen en la pieza de análisis), en el caso de secciones rectangulares:
 - $k = 0,80$ Si $h < 0,30$ m Donde h : canto de la pieza
 - $k = 0,50$ Si $h > 0,80$ m
 - (Puede interpolarse linealmente entre ambos valores)

k_c : Coeficiente que permite tener en cuenta el tipo de distribución de tensiones:

$k_c = 1,0$ Para tracción pura

$k_c = 0,4$ Para flexión simple (sin la presencia de axiles)

Si la sollicitación es de flexotracción o flexocompresión, k_c debe tomar valores entre 0,4 y 1,0.

a.1) Tensiones de tracción en el hormigón

En función del límite de tensiones elegido, pueden contemplarse distintos estados límites, siendo el de descompresión el más significativo. Para el cálculo de las tensiones puede partirse de la hipótesis de sección homogénea de hormigón no fisurado (estado I). Se puede tener en cuenta la contribución de las armaduras al área y momento resistente de la sección.

En casos específicos, como el de estructuras evolutivas con elementos prefabricados, puede resultar necesario exigir una resistencia mínima de compresión.

Estado límite de descompresión: Se define estado límite de descompresión como aquél en el que todas las tensiones normales son menores o iguales a cero.

Como regla general, se exige el cumplimiento del estado límite de descompresión si se quiere evitar la fisuración para una cierta combinación de cargas. El margen existente entre las tensiones nulas y la resistencia a tracción del hormigón debe reservarse para las tensiones autoequilibradas no consideradas.

a.2) Tensiones de compresión en el hormigón

Unos valores excesivos de la tensión de compresión en el hormigón, para cargas de servicio, pueden originar fisuras longitudinales, así como elevadas y difícilmente predecibles deformaciones de fluencia, con importantes consecuencias respecto a las pérdidas de pretensado. Cuando tales efectos sean de prever, deberán tomarse las oportunas medidas para que las tensiones se mantengan por debajo de un cierto nivel.

La aparición de fisuras longitudinales puede afectar negativamente a la durabilidad. Si no se adoptan otras medidas (como incrementar el recubrimiento) es recomendable limitar las tensiones de compresión para los ambientes húmedos con helada y agentes de deshielo (3) y marinos con y sin helada (4). Sin embargo, no es necesario limitar las tensiones en servicio ni en los apoyos ni en las zonas de anclaje.

Si las tensiones no exceden el valor $0,6f_{ck}(t)$:

- Es improbable que se produzca fisuración longitudinal para la combinación infrecuente de acciones.
- Se pueden evaluar aceptablemente tanto la influencia como las correspondientes pérdidas de pretensado, para la combinación cuasi-permanente de acciones.

Si, bajo las acciones cuasi-permanentes, las tensiones exceden el valor $0,4f_{ck}(t)$, es necesario utilizar el modelo no lineal para evaluar la fluencia.

a.3) Tensiones en el acero

El nivel de tensiones en el acero habrá de ser tal que no se produzcan deformaciones plásticas en el mismo bajo la acción de las cargas de servicio, ya que ello conduce a la aparición de fisuras anchas y permanentemente abiertas.

Los efectos de la fluencia en una sección fisurada se pueden tener en cuenta adoptando un coeficiente de equivalencia igual a 15 para las situaciones en que más del 50% del valor de las tensiones se deba a las acciones cuasi-permanentes. En caso contrario, se pueden despreciar los efectos de la fluencia.

La limitación de la tensión en el acero queda satisfecha si, bajo la combinación infrecuente de acciones, la tensión de tracción del acero no excede el valor $0,8f_{yk}$. Si la tensión se debe exclusivamente a deformaciones impuestas, se admitirá como tensión máxima el valor $1,0f_{yk}$.

2.5.7.2. Normativa EHE

Con respecto al fenómeno de la fatiga la Normativa EHE sólo hace referencia a los niveles de tensión.

1. Características de fatiga de las armaduras activas y pasivas

La variación de tensión máxima, debida a la carga de fatiga, debe ser inferior a los valores de límites de fatiga indicados en la Tabla 2. 23.

Tipo de armaduras	Límite de fatiga $\Delta\sigma_D$ [N/mm ²]	
	Adherencia directa	Adherencia dentro de vainas de acero
Pasivas: - Barras	150	-
- Mallas electrosoldadas	100	-
Activas: - Alambres	150	100
- Cordones de 7 alambres	150	100
- Barras de pretensado	-	100

Tabla 2. 23. Límite de fatiga para armaduras pasivas y activas. [EHE (2008)]

En el caso de barras dobladas, a falta de resultados experimentales específicos y representativos, el límite de fatiga indicado en la Tabla 2. 23 deberá disminuirse según el siguiente criterio:

$$\Delta\sigma_{D,red} = \left(1 - 3 \cdot \frac{d}{D}\right) \cdot \Delta\sigma_D \quad 2.73$$

Donde:

d: Diámetro de la barra.

D: Diámetro de doblado.

En el caso de estribos verticales de diametro menor o igual a 10 mm, no será necesaria ninguna reducción del límite de fatiga.

2. Especificaciones de ensayo

En la Tabla 2. 24 se muestran las especificaciones para ensayos de fatiga.

Característica	B400SD	B500SD
Número de ciclos que debe soportar la probeta sin romperse	≥ 2 millones	
Tensión máxima, $\sigma_{max} = 0,6f_y$ nominal [N/mm ²]	240	300
Amplitud, $2\sigma_a = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ [N/mm ²]	150	
Frecuencia, f [Hz]	$1 \leq f \leq 200$	
Longitud libre entre mordazas, [mm]	$\geq 14 d$ ≥ 140 mm	

Tabla 2. 24. Especificación del ensayo de fatiga. [EHE (2008)]

Donde:

d: Diámetro nominal de la barra, en [mm].

3. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo, denominado planteamiento de la investigación, se detalla el modelo experimental seleccionado, destacando la propuesta de empalme, el esquema de ensayos a efectuar, la descripción de las losetas a utilizar, el cómo llevar a cabo en laboratorio el esquema de ensayo deseado y la instrumentación necesaria para rescatar los parámetros requeridos para el análisis del comportamiento. En la Figura 3. 1 se representa el tema abordado en este capítulo.

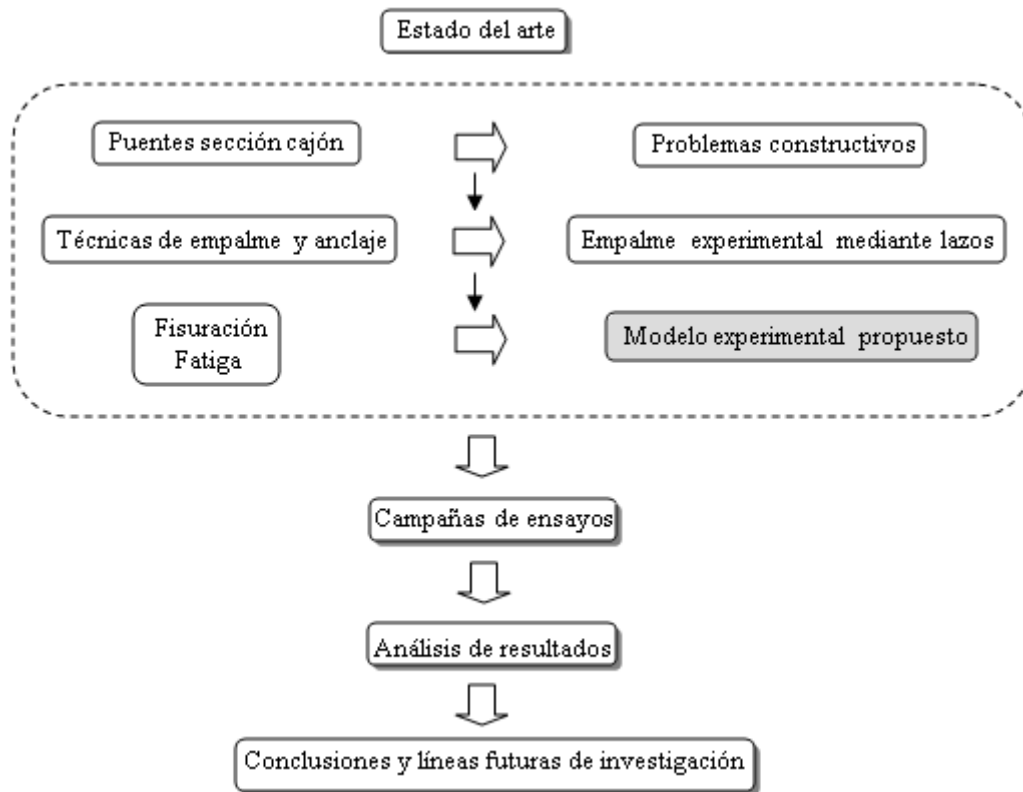


Figura 3. 1. Esquema general de la tesis. En gris se presenta la parte correspondiente al capítulo 3.

El esquema de ensayo a utilizar se plantea en el apartado 3.2, destacando cada una de las variables de estudio en el apartado 3.3.

En el apartado 3.4 se explica el plan de ensayos propuesto. Se especifica la geometría de las losetas a emplear en el estudio, así como la instrumentación de ellas durante fabricación y en laboratorio. Además, se detalla a grandes rasgos el proceso de ejecución de las secciones, así como el proceso de pegado de bandas extensométricas.

3.2. ESQUEMA DE ENSAYO

En las campañas de ensayos planteadas se someterá a las losetas a un estado de flexión pura.

Es necesario identificar que una sección trabaja a flexión pura cuando un tramo de ella carece de esfuerzos cortantes, con lo que la sección sólo presenta esfuerzos de momentos.

De esta manera, se plantea un ensayo con un esquema estático como el de la Figura 3. 2, dónde la zona en estudio (bucle) se encuentra sometido a flexión pura.

SOLICITACION

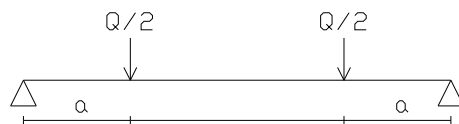


DIAGRAMA MOMENTOS

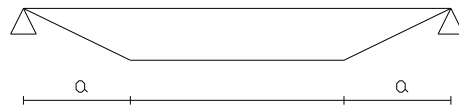


DIAGRAMA CORTANTES

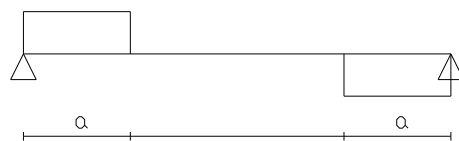


Figura 3. 2. Ensayo a flexión pura.

Tal como se ha comentado, para realizar el dimensionamiento de las losetas en estudio se consideran las medidas típicas de una sección de tablero de puente de ferrocarril. Es así como se proponen losetas rectangulares de 1,60 m de ancho por 0,285 m de canto, con una longitud total de 5,60 m.

Para que resulte más representativo de lo que ocurre en la realidad se plantea la ejecución de una junta de hormigonado.

Buscando conseguir el esquema anteriormente planteado se decide colocar las losetas biapoyadas a 0,30 m de sus extremos y aplicar carga a 1,6 m de los apoyos, obteniéndose un momento flector constante y esfuerzo cortante nulo en los 1,8 m restantes.

3.3. VARIABLES EN ESTUDIO

De acuerdo con los objetivos antes expuestos, las campañas experimentales se centran en las siguientes mediciones:

- Deformaciones en el acero pasivo. Para esto se utilizan *Galgas Extensométricas en acero pasivo*. Para todo detalle las denominaremos G.
- Descenso de aparatos de apoyo y flechas. Para esto se utilizan *Transductores Magnéticos (Temposonics)*. Para todo detalle los denominaremos TEMPO.
- Abertura de junta de hormigonado. Para esto se utilizan *Transductores Magnéticos (Temposonics)*. Para todo detalle los denominaremos TEMPO.

3.4. PLAN DE ENSAYOS

3.4.1. Definición de losetas

Se plantea confeccionar ocho losetas con las dimensiones anteriormente descritas, diferenciándose éstas principalmente en el tipo de empalme utilizado. De esta manera, se definen tres tipos:

- a) *Loseta de Referencia (LR)*: La cual está compuesta por armadura continua, careciendo de empalme. Se propone construir dos losetas con estas características.
- b) *Loseta DIN (LD)*: La cual cuenta con un enlace de acuerdo a lo establecido en la normativa Alemana DIN 1045 (empalme mediante adherencia de lazos). Se decide confeccionar dos losetas con estas características.
- c) *Loseta Experimental (LE)*: La cual cuenta con el enlace experimental descrito con anterioridad. Se plantea fabricar cuatro losetas con estas características.

Se asume esta diversidad en cuanto a la materialización de las losetas para establecer una comparación entre los diferentes comportamientos presentados en los ensayos, pudiendo estimar así la capacidad resistente y el comportamiento a rotura del empalme en estudio.

Como se busca simular la realidad durante la construcción de tableros de puentes, las losetas a ensayar se confeccionan en dos etapas de hormigonado, con un intervalo de tiempo de al menos 48 horas, generándose así una junta de hormigonado, cuya ubicación dependerá del tipo de loseta.

Al momento del hormigonado de las losetas se utiliza un encofrado de tipo metálico, mientras que para la materialización de la junta se emplea un encofrado de madera.

En las Figura 3. 3 - Figura 3. 5 se muestran los tres tipos de losetas a confeccionar, donde es posible apreciar las características geométricas, ubicación de la junta, tipo de bucle, entre otros.

En el ANEJO II: PLANOS DE CONFECCIÓN LOSETAS se puede apreciar el despiece de cada una de las losetas en estudio.

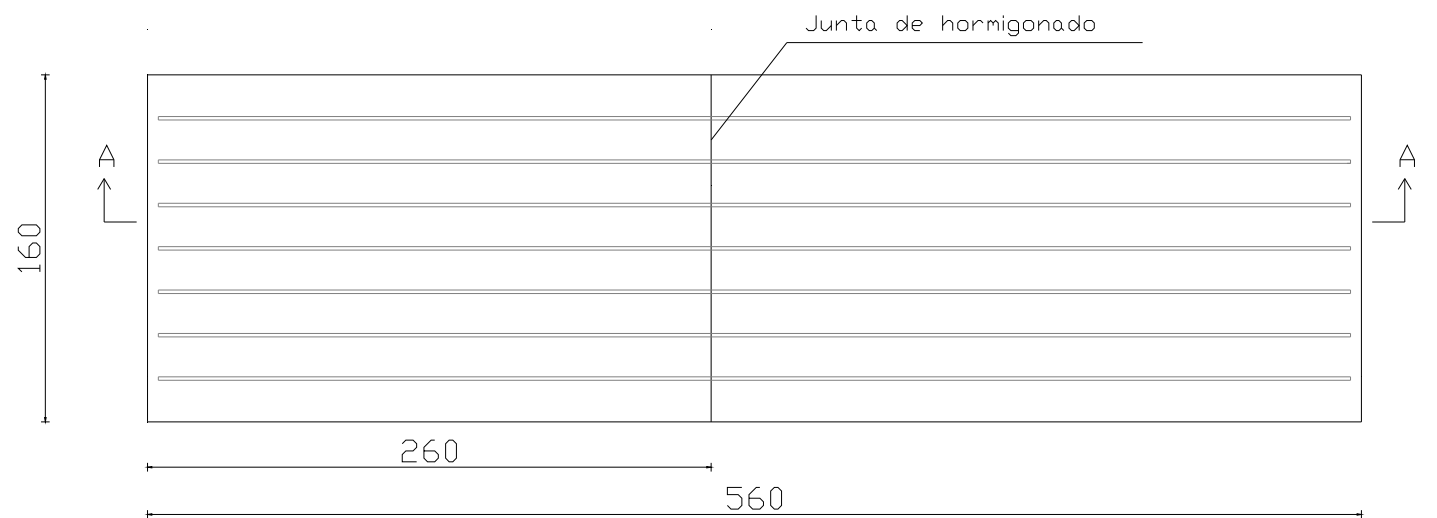
3.4.2. Instrumentación de armadura de losetas

Para rescatar las deformaciones que experimenta la armadura durante las campañas de ensayos se dispone de galgas extensométricas (también denominadas bandas) en cada una de las losetas utilizadas.

El número de galgas a utilizar está directamente relacionado con el tipo de loseta, describiéndose a continuación el número de ellas en cada caso.

- a) *Loseta Referencia (LR)*: Se emplean 4 galgas extensométricas HBM, dispuestas en la armadura longitudinal de la sección.
- b) *Loseta DIN (LD)*: Se emplean 12 galgas extensométricas HBM, de las cuales 8 van dispuestas en la armadura longitudinal y las 4 restantes en la armadura transversal, en el interior del lazo.
- c) *Loseta Experimental (LE)*: Se emplean 12 galgas extensométricas HBM, de las cuales 8 van dispuestas en la armadura longitudinal y las 4 restantes en la armadura transversal, en el interior del lazo.

La ubicación de cada una de las galgas extensométricas en las diferentes losetas se puede apreciar en las Figura 3. 6 - Figura 3. 9. Es importante destacar que en el caso de la loseta LE se cuenta con dos ubicaciones diferentes para algunas galgas dispuestas longitudinalmente, a modo de comprender plenamente que está ocurriendo en el bucle de la armadura.



CORTE A-A

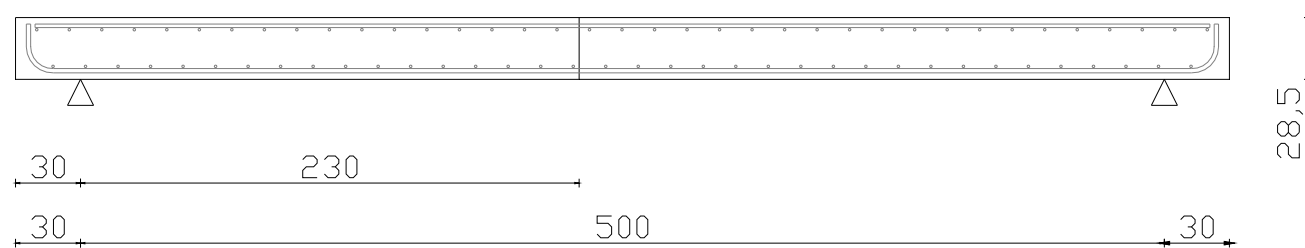
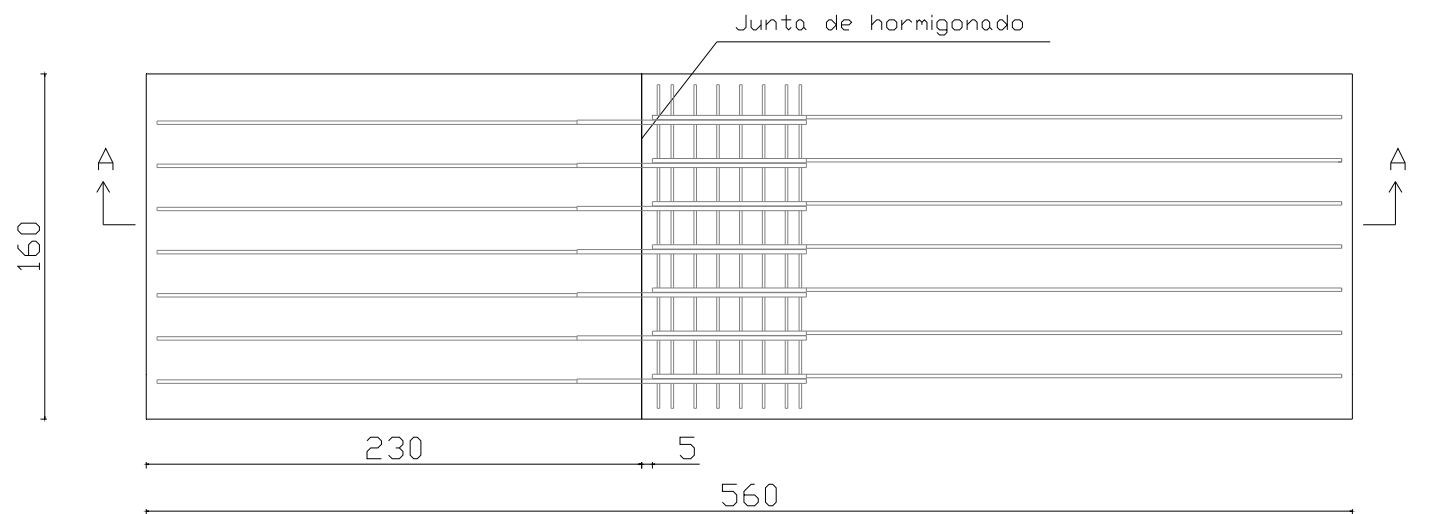


Figura 3. 3. Loseta de Referencia (LR).



CORTE A-A

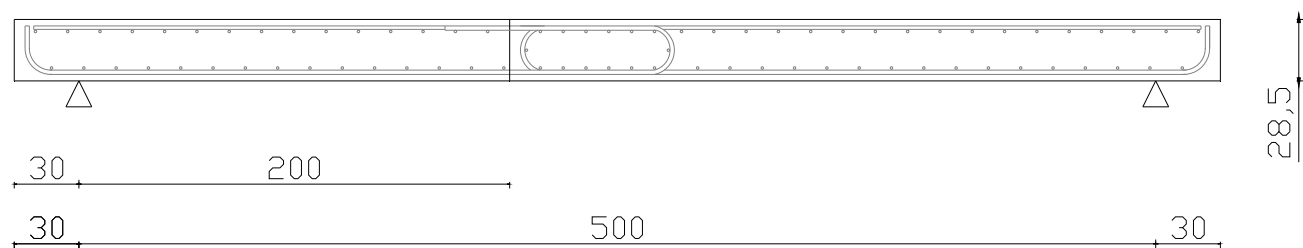


Figura 3. 4. Loseta DIN 1045 (LD).



CORTE A-A

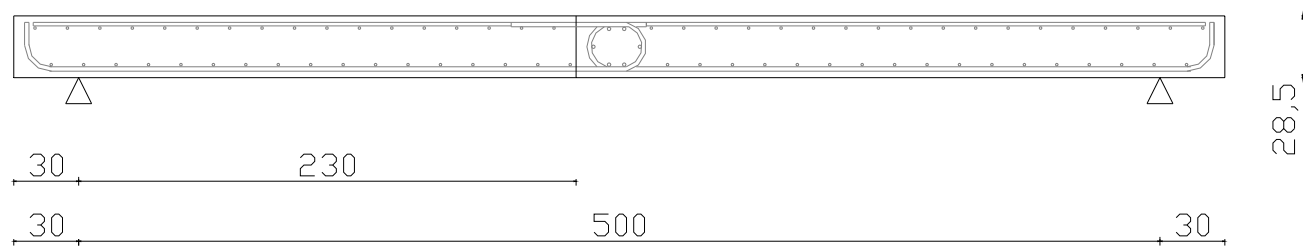


Figura 3. 5. Loseta Experimental (LE).

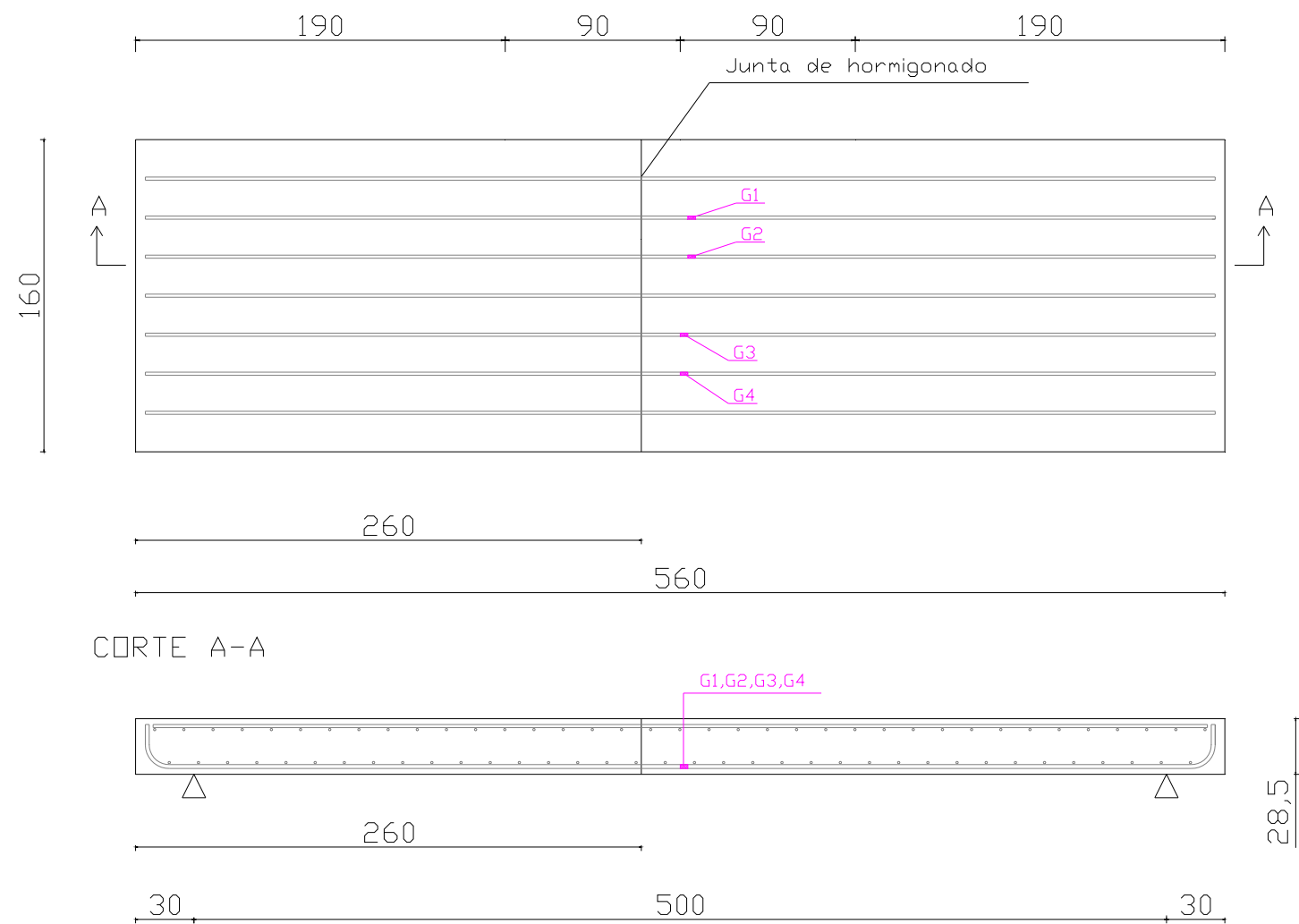


Figura 3. 6. Instrumentación de galgas en Loseta Referencia (LR).

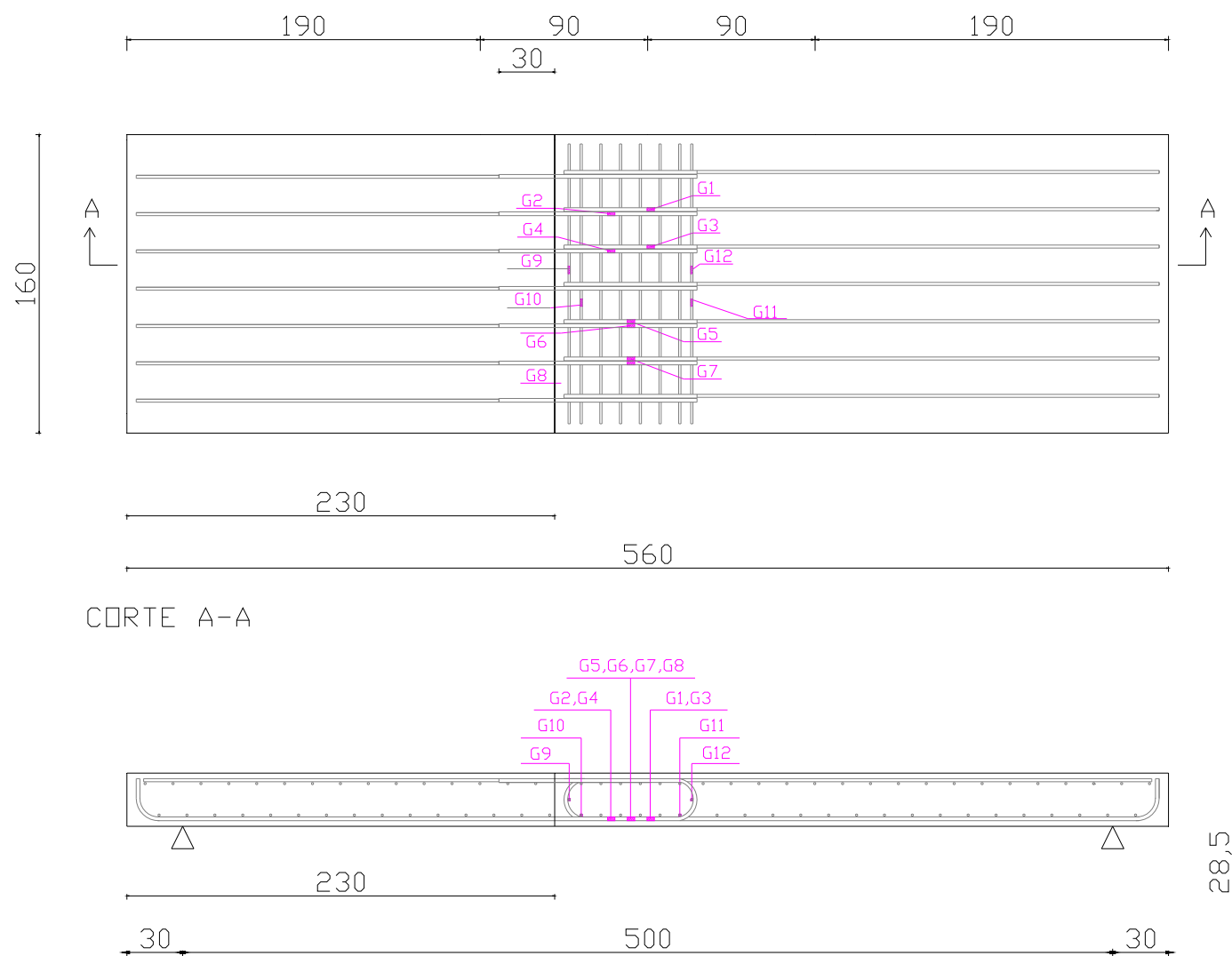


Figura 3. 7. Instrumentación de galgas en Loseta DIN 1045 (LD).

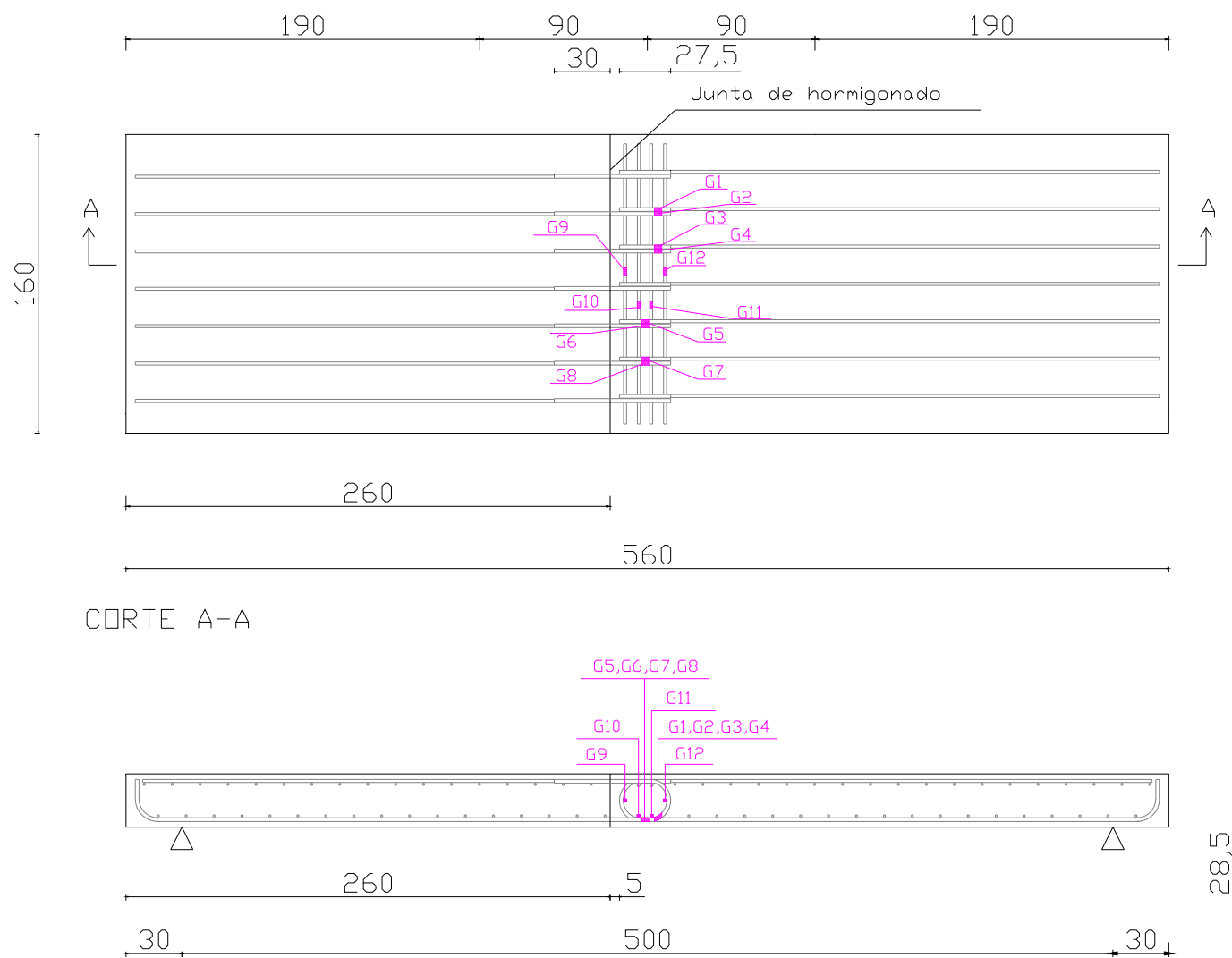


Figura 3. 8. Instrumentación 1 de galgas en Loseta Experimental (LE).

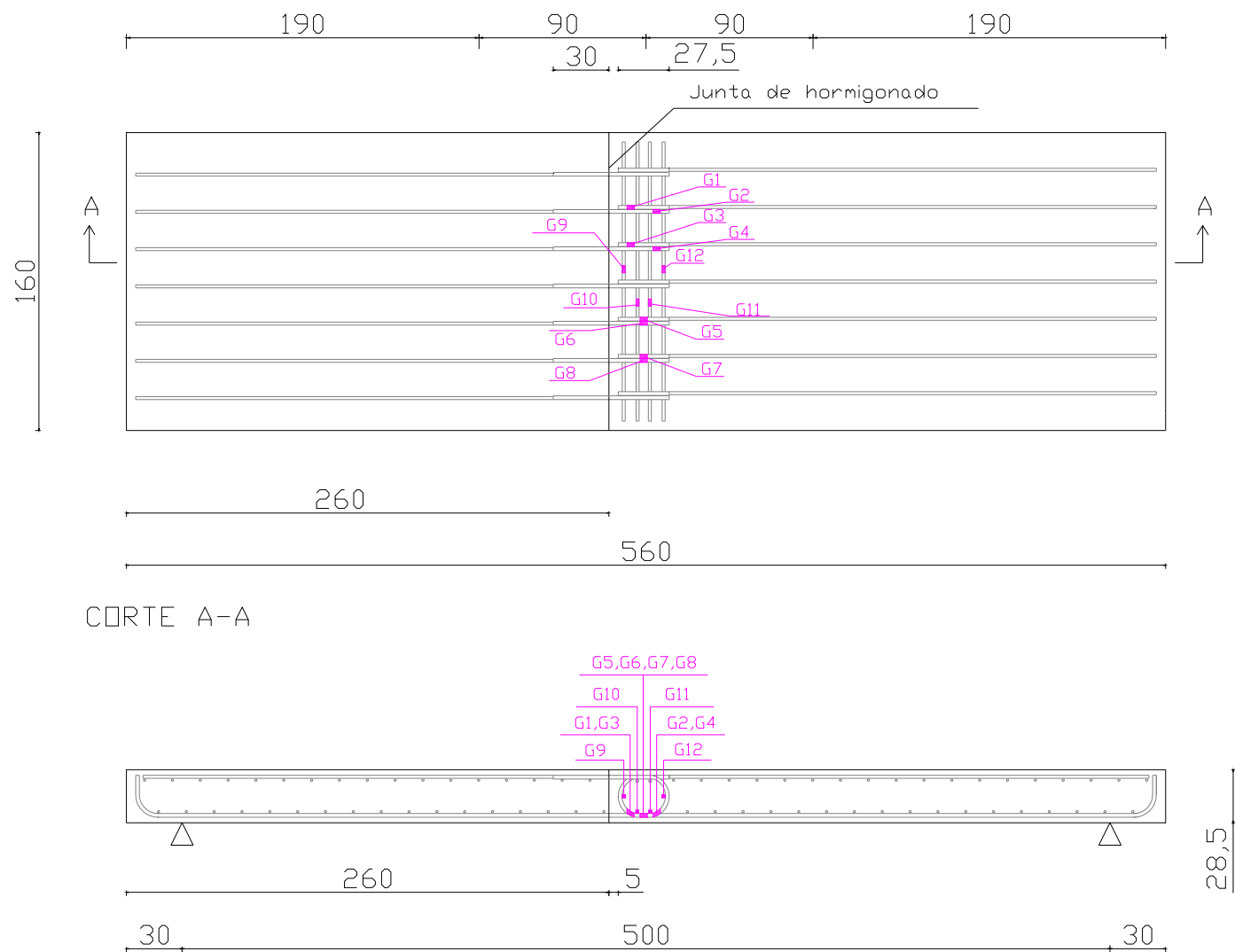


Figura 3. 9. Instrumentación 2 de galgas en Loseta Experimental (LE).

3.4.3. Materiales utilizados

La confección de las losetas se encarga a la empresa especialista en prefabricados PACADAR S.A., ubicada en el polígono industrial de Sant Boi.

En cuanto a los materiales se especifica un hormigón del tipo H-35, confeccionado con un cemento tipo I 52,5 R con adición de superplastificante Glenium C-355 de Basf; y una armadura pasiva con un acero de calidad B-500S.

3.4.4. Confección de losetas

Como primer paso se realiza el doblado de las armaduras de acuerdo a las condiciones establecidas en los planos. En base a esto se realiza el montaje de la ferralla.

Como consecuencia que las losetas cuentan con grandes dimensiones en planta se decide por parte de la UPC y PACADAR confeccionarlas por etapas, realizando en un primera instancia las losetas LD, prosiguiendo con las LE y finalizando con las LR.

3.4.4.1 Pegado de galgas extensométricas

Debido a las condiciones climáticas con que se contaba al momento del montaje de la armadura de las losetas (época de invierno) y de las características de la planta de fabricación (carece de sector cubierto, por lo que cuando llueve resulta imposible el pegado de galgas), se decidió:

- a) Como las losetas LD se encontraban armadas longitudinalmente, el pegado de galgas se realiza en la planta; pero para las armaduras transversales, que aún no se encontraban colocadas, se lleva a cabo en el laboratorio de la UPC.
- b) Para las losetas LE se decide realizar el pegado de galgas extensométricas de las barras longitudinales y transversales en el laboratorio de la UPC.
- c) Para las losetas LR, debido a la longitud de la armadura resulta imposible trasladarla al laboratorio, por lo que el pegado de galgas decide realizarse en la planta.

Con respecto a estas condiciones se puede decir que el procedimiento es prácticamente el mismo, diferenciándose en la trabajabilidad de la zona que se desea instrumentar. Respecto a esto se puede decir que el pegado de galgas extensométricas resulta más complejo en la armadura longitudinal de las losetas LD, puesto que se cuenta con menos espacio para introducir los equipamientos necesarios; mientras que si bien para el pegado de galgas en el laboratorio de la UPC se cuenta con espacio suficiente, se debe tener especial cuidado en la ubicación de la galga a colocar, ya que cualquier descuido conllevaría a errores identificables al momento del montaje de la ferralla.

Los procedimientos necesarios para el pegado de galgas se pueden apreciar en detalle en el ANEJO III: COLOCACIÓN BANDAS EXTENSOMÉTRICAS.

En las Figura 3. 10 - Figura 3. 14 se ve en detalle la instrumentación realizada en cada una de las tipologías de losetas analizadas.



Figura 3. 10. Instrumentación Loseta LR.



Figura 3. 11. Empalme e instrumentación Loseta LD.

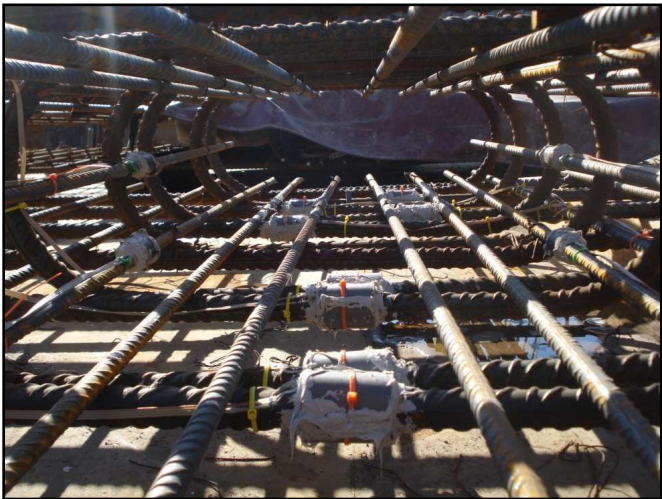


Figura 3. 12. Detalle de instrumentación Loseta LD.



Figura 3. 13. Empalme e instrumentación Loseta LE.



Figura 3. 14. Detalle de instrumentación Loseta LE.

3.4.4.2 *Hormigonado de losetas*

El proceso en detalle se aprecia en el ANEJO IV: HORMIGONADO DE LOSETAS.

En la Figura 3. 15 se muestra el aspecto de una de las losetas una vez hormigonada y desencofrada.



Figura 3. 15. Loseta hormigonada y desencofrada.

En la Figura 3. 16 se puede ver el aspecto de la junta de hormigonada confeccionada.



Figura 3. 16. Visualización junta de hormigonado.

3.4.5. Metodología de ensayo

3.4.5.1. Disposición de ensayo

Las losetas son ensayadas a flexión pura en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras Luis Agulló de la UPC, realizándose dos tipos de campañas experimentales: una mediante aplicación de carga estática y la otra con carga dinámica (mediante ciclos de carga), empleándose tres losetas para el primer caso y cinco para el segundo.

Durante el ensayo las losetas son colocadas en un pórtico de carga que cuenta con un actuador compuesto por un pistón hidráulico MTS de 1 MN de capacidad, con un desplazamiento posible de ± 250 mm.

Para la colocación de la loseta dentro del pórtico se dispone en primera instancia de neoprenos de pequeño espesor, buscando reparar cualquier irregularidad de la superficie del laboratorio. Sobre estos neoprenos se colocan dos perfiles metálicos tipo I, los que a su vez soportan cuatro neoprenos sobre los que se apoyan las losetas.

Sobre la loseta se disponen dos nuevos aparatos de apoyo, que reciben la carga transmitida por la viga de reparto que permite obtener la flexión pura. Como consecuencia que aún se está fuera del rango de desplazamiento del pistón, se colocan dos placas de acero inoxidable sobre los neoprenos que reciben la carga de la viga de reparto. Este montaje se puede observar en la Figura 3. 17.

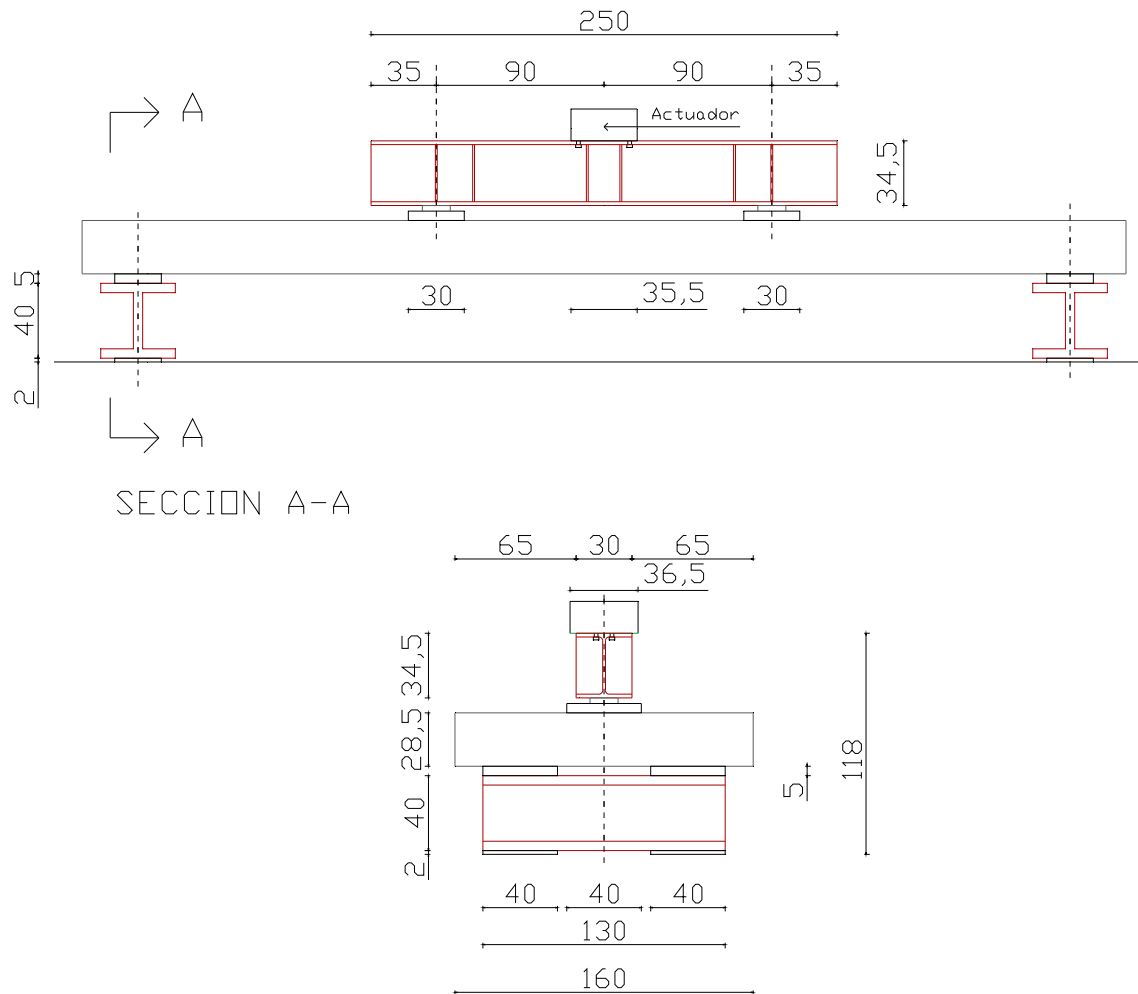


Figura 3. 17. Esquema de ensayo.

Para la ejecución de los ensayos estáticos se aplican escalones de carga hasta llevar la losa al estado de rotura, mientras que para los ensayos de carga dinámica se aplican ciclos de carga.

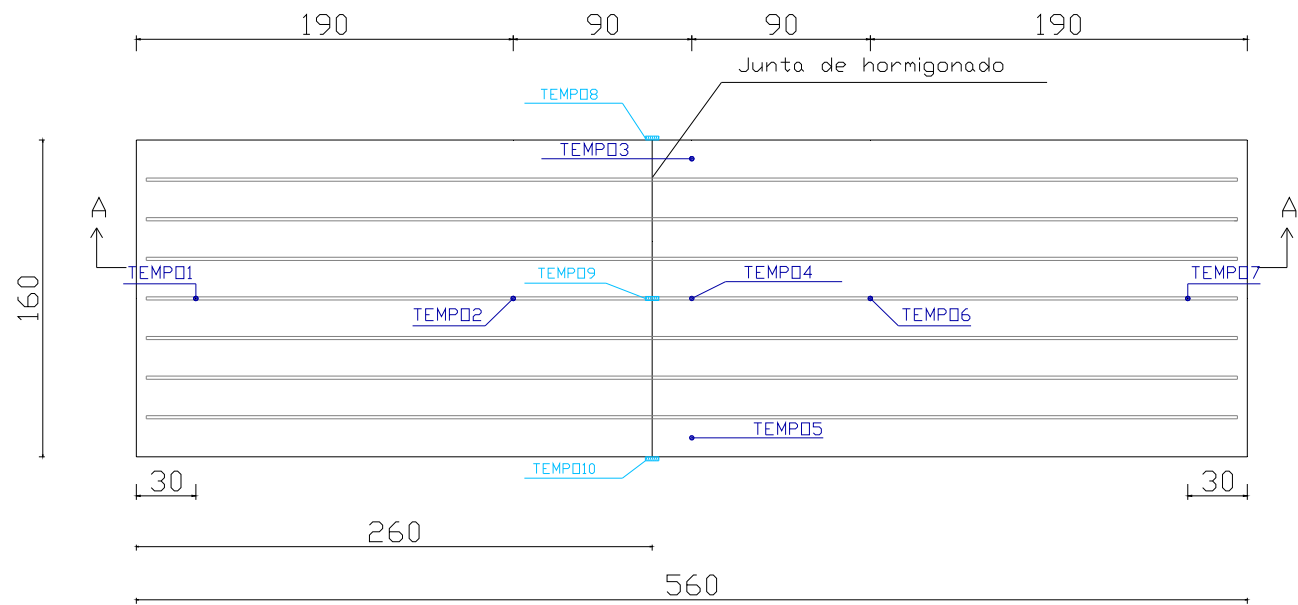
3.4.5.2. Instrumentación durante los ensayos

Para conocer el comportamiento de las losetas durante los ensayos se disponen Transductores Magnéticos (Temposonics), buscando cuantificar las deformaciones y abertura de la junta de hormigonado.

Los tempos utilizados en las tres tipologías de losetas son los mismos, destacándose:

- 2 TEMPO en la zona de apoyo para medir descenso de éste durante las mediciones.
- 2 TEMPO bajo la loseta en los puntos de aplicación de carga, para medir flecha y variación de ella longitudinalmente.
- 3 TEMPO bajo la loseta en centro de vano, para medir flecha y variabilidad de ella transversalmente.
- 3 TEMPO en junta de hormigonado, ubicándose dos en los costados y el tercero en la zona inferior central de la loseta, para medir abertura de la junta.

La ubicación de los TEMPO en las diferentes losetas se puede apreciar en las Figura 3. 18 - Figura 3. 20.



CORTE A-A

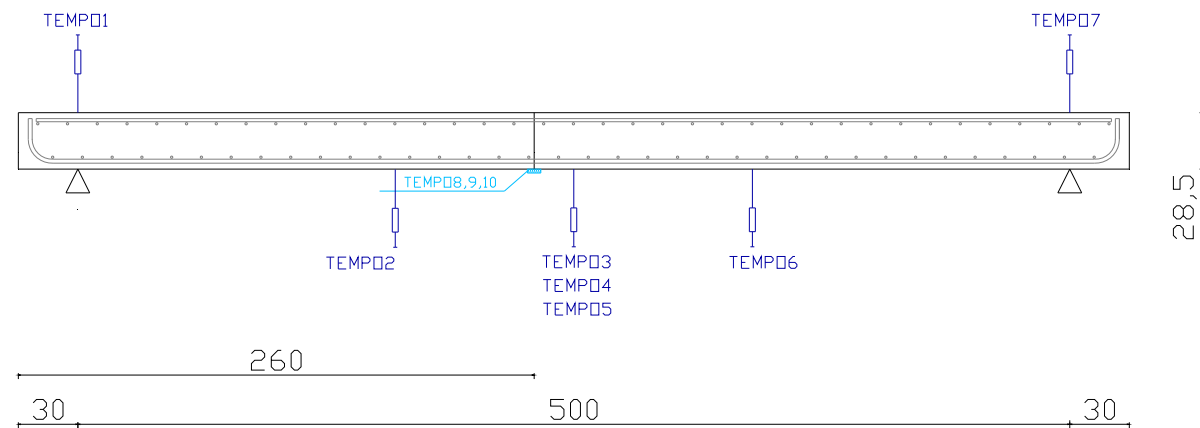


Figura 3. 18. Instrumentación en laboratorio de Loseta Referencia (LR).

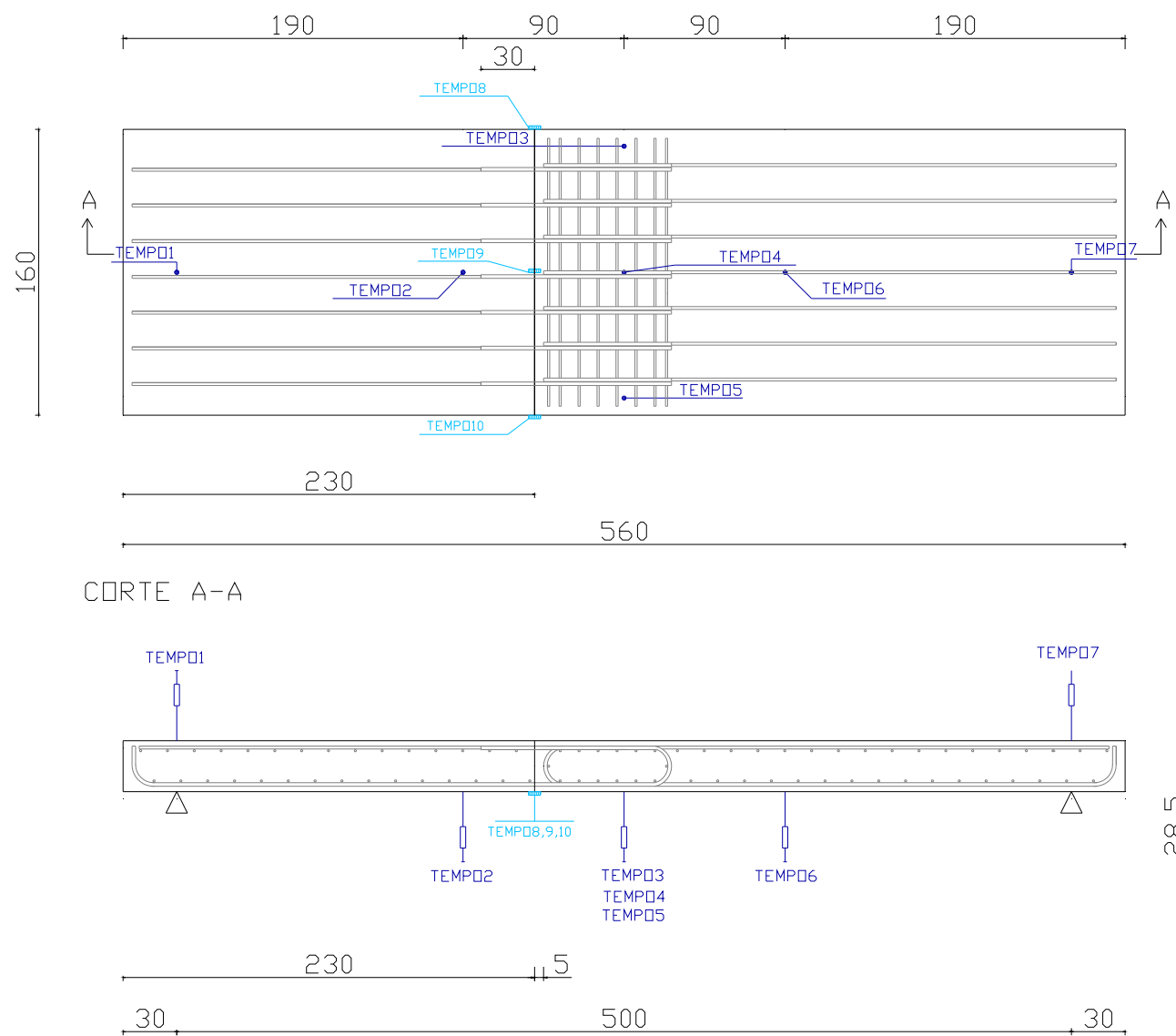


Figura 3. 19. Instrumentación en laboratorio de Loseta DIN 1045 (LD).

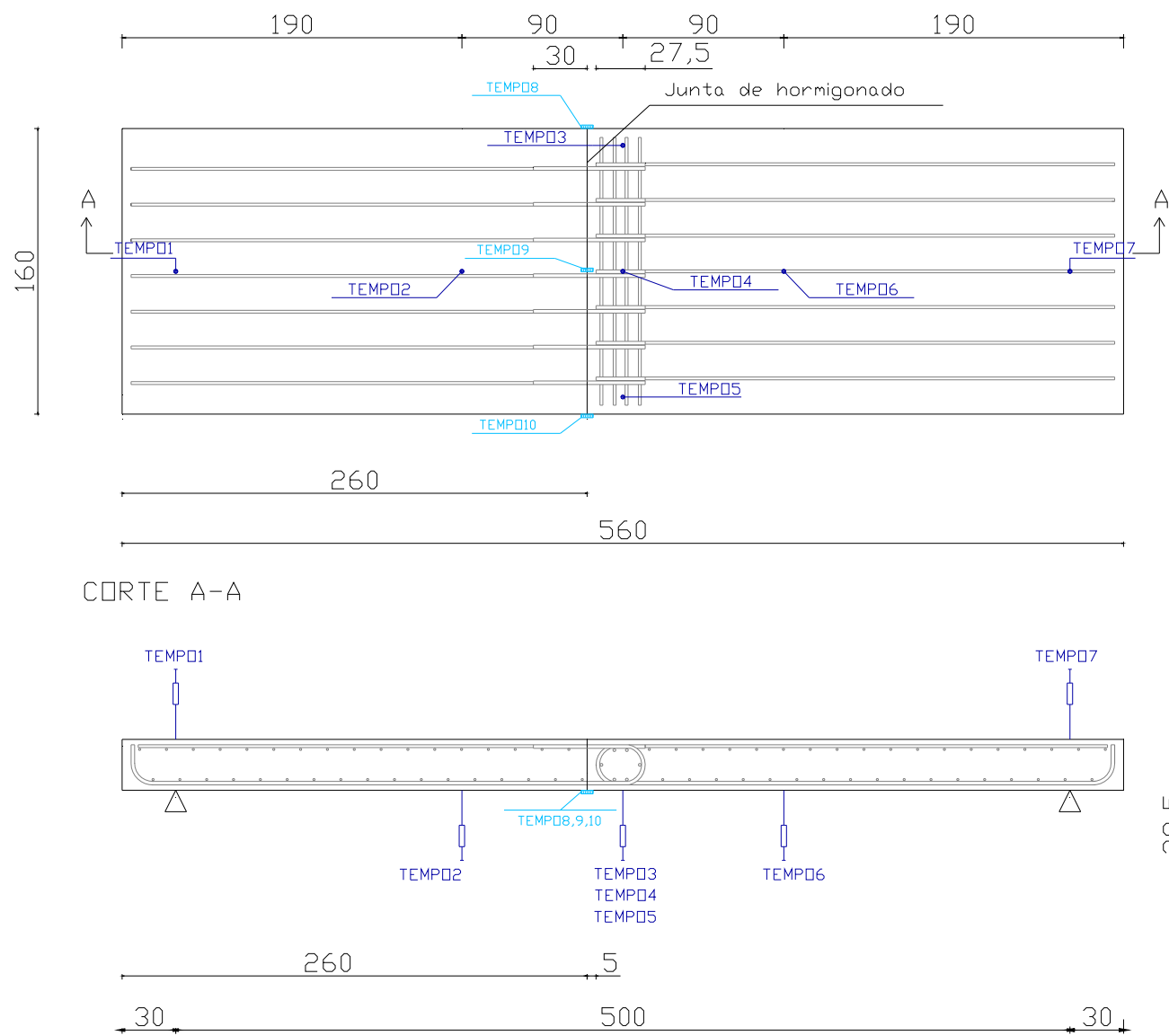


Figura 3. 20. Instrumentación en laboratorio de Loseta Experimental (LE).

Para la colocación del material de medición se confeccionan estructuras metálicas auxiliares, que se pueden ver en detalle en las Figura 3. 21 y Figura 3. 22.



Figura 3. 21. Sistema auxiliar para adquisición de datos de TEMPOS: 1 y 7.



Figura 3. 22. Sistema auxiliar para adquisición de datos de TEMPOS: 2, 3, 4, 5 y 6.

Buscando que la estructura auxiliar no presente desplazamientos durante los ensayos (en particular en los de fatiga) se decide:

- Colocar en las patas de la estructura de medición en apoyo un bloque metálico cuadrado que ejerza peso y evite que despegue del suelo, además de un perfil metálico tras ella, sujetándolo mediante sargentos, evitando así el desplazamiento horizontal. Este montaje se aprecia en la Figura 3. 23.



Figura 3. 23. Sistema de fijación de estructura auxiliar de apoyos.

- Sujetar la estructura auxiliar inferior a dos placas metálicas mediante sargentos, tal como se observa en la Figura 3. 24.



Figura 3. 24. Sistema de fijación de estructura auxiliar inferior.

En las Figura 3. 25 y Figura 3. 26 se aprecia la disposición de una de las losetas bajo el pórtico de carga.



Figura 3. 25. Vista transversal de disposición de loseta en pórtico de carga.



Figura 3. 26. Vista longitudinal de disposición de loseta en pórtico de carga.

4. CAMPAÑAS DE ENSAYOS

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo, denominado campañas de ensayos, se presentan los resultados obtenidos en los ensayos de carga estática y dinámica realizados para cada una de las losetas. De esta manera, resulta posible establecer una comparación entre los distintos tipos de unión basándose en su respuesta estructural. En la Figura 4. 1 se representa el tema abordado en este capítulo.

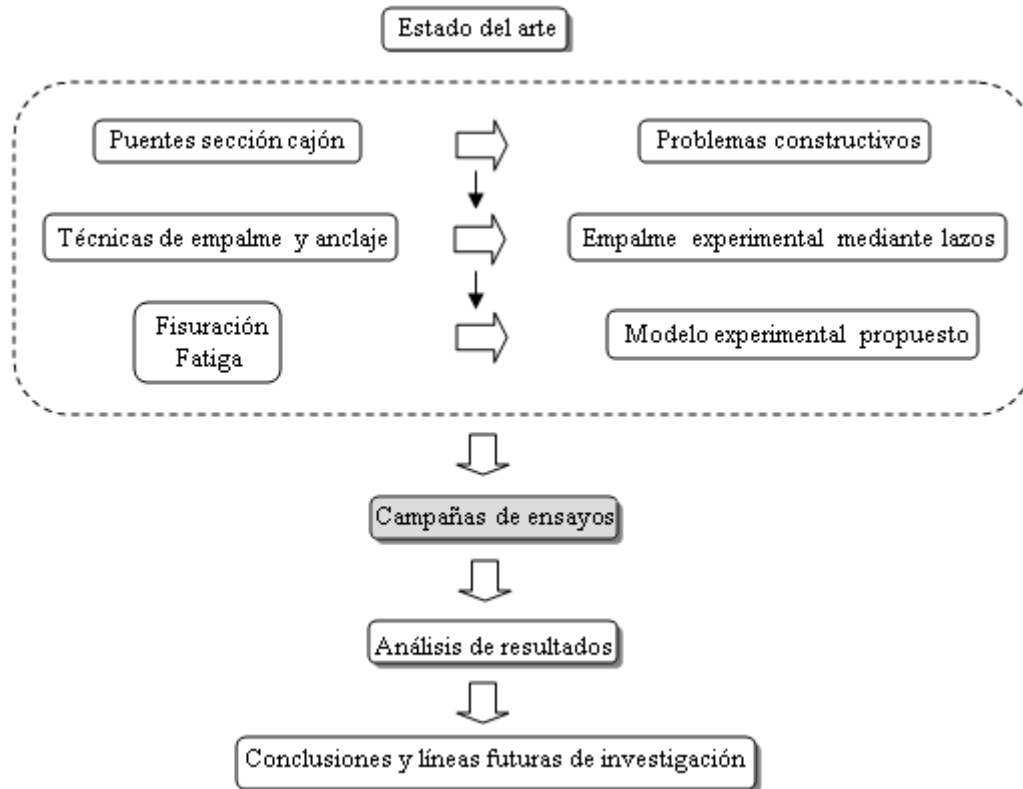


Figura 4. 1. Esquema general de la tesis. En gris se presenta la parte correspondiente al capítulo 4.

En el apartado 4.2 se analizan las propiedades de los materiales utilizados en la confección de las distintas losetas (módulo de elasticidad y límite elástico del acero, resistencia a compresión y módulo de elasticidad del hormigón).

El nivel de respuesta de las bandas extensométricas (o galgas) dispuestas en las armaduras de las distintas tipologías de losetas se explicita el apartado 4.3.

El análisis de las campañas estáticas realizadas se plantea en el apartado 4.4, estableciendo comparaciones entre cargas de rotura, flechas y abertura de junta de hormigonado en las distintas tipologías analizadas. Finalmente se muestra la distribución de fisuras obtenidas en cada una de las losetas.

En el apartado 4.5 se muestra la respuesta frente a carga dinámica de cada una de las losetas ensayadas, analizando flechas y abertura de junta de hormigonado. Aquellas losetas que no presenten rotura durante campaña dinámica serán sometidas a ensayos estáticos buscando obtener la carga de rotura.

4.2. CARACTERIZACIÓN MATERIALES

4.2.1. Ensayos armadura

Se ensayan un número de barras representativas de cada uno de los diámetros de las armaduras dispuestas en las losetas, a modo de conocer el límite elástico de ellas (f_y) y posteriormente determinar el módulo de elasticidad (E_s). En el ANEJO V: ENSAYOS CARACTERIZACIÓN ARMADURA es posible apreciar en detalle los resultados obtenidos.

De esta manera, resulta posible generar una curva de comportamiento de la armadura frente a una carga de tracción, tal como se observa en la Figura 4. 2.

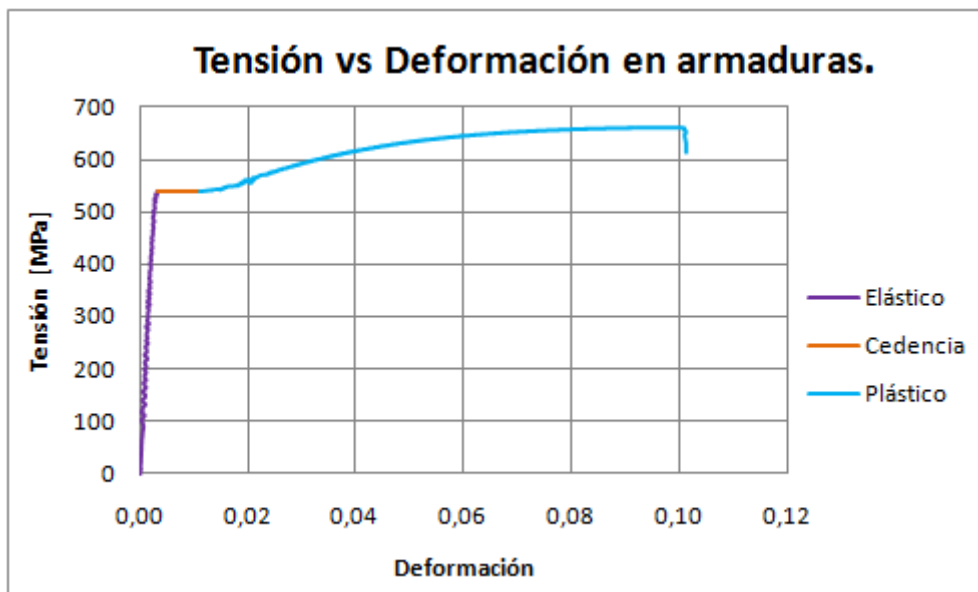


Figura 4. 2. Gráfica Tensión vs Deformación en armaduras.

Aplicando regresión lineal es posible concluir que:

- $f_y = 537 \text{ MPa}$
- $E_s = 185384 \text{ MPa}$

A partir de la Figura 4. 2 es posible deducir los rangos de deformaciones pertenecientes a cada tramo, resultando que:

- Tramo elástico: $0 \leq \varepsilon \leq 0,00290$
- Tramo de cedencia o fluencia: $0,00290 < \varepsilon \leq 0,01104$
- Tramo plástico: $\varepsilon > 0,01104$

4.2.2. Ensayos hormigón

Se ensayan a compresión un número representativo de probetas, buscando conocer la resistencia del material (f'_c) y mediante ecuaciones estimar el módulo elástico (E_c). En el ANEJO VI: ENSAYOS CARACTERIZACIÓN HORMIGONES es posible apreciar en detalle los resultados obtenidos.

De la rotura de probetas se obtiene la información indicada en las Tabla 4. 1 y Tabla 4. 2.

Tipo losa	Resistencia [MPa]			Resistencia promedio (f'_{ck}) [MPa]
	1ª fase hormigonado		2ª fase hormigonado	
	Curada por norma	Curada exterior	Curada por norma	
LR	81,75	75,22	79,63	78,87
LD	83,29	71,84	74,32	76,48
LE_1	71,45	67,81	71,73	70,33

Tabla 4. 1. Resistencias probetas de Ensayos Estáticos.

Tipo losa	Resistencia [MPa]			Resistencia promedio (f'_{ck}) [MPa]
	1ª fase hormigonado		2ª fase hormigonado	
	Curada por norma	Curada exterior	Curada por norma	
LR	82,84	72,26	89,18	81,43
LD	85,64	72,67	92,26	83,52
LE_2	75,04	74,53	73,18	74,25
LE_3	81,71	78,14	81,97	80,61
LE_4	82,60	72,36	83,91	79,62

Tabla 4. 2. Resistencias probetas de Ensayos Dinámicos.

A partir de estos valores es posible determinar el módulo de elasticidad (E_c) para cada campaña de ensayos (Tabla 4. 3 y Tabla 4. 4).

Tipo losa	f'_{ck} [MPa]	f'_{cm} [MPa]	E_c [MPa]
LR	78,87	86,87	37645,14
LD	76,48	84,48	37296,68
LE_1	70,33	78,33	36368,74

Tabla 4. 3. Módulo Elasticidad probetas de Ensayos Estáticos.

Tipo losa	f'_{ck} [MPa]	f'_{cm} [MPa]	E_c [MPa]
LR	81,43	89,43	38010,88
LD	83,52	91,52	38305,65
LE_2	74,25	82,25	36965,58
LE_3	80,61	88,61	37894,34
LE_4	79,62	87,62	37753,64

Tabla 4. 4. Módulo Elasticidad probetas de Ensayos Dinámicos.

4.3. NIVEL DE RESPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN DE BANDAS EXTENSOMÉTRICAS

Como primer paso se obtiene el grado de respuesta satisfactoria que manifiestan las bandas extensométricas durante las campañas de ensayo. Este comportamiento se puede observar en las Tabla 4. 5 - Tabla 4. 7.

Loseta	Galga	Nivel de respuesta	
		Ensayo estático	Ensayo dinámico
LR	G1	OK	OK
	G2	OK	OK
	G3	OK	OK
	G4	OK	OK

Tabla 4. 5. Nivel de respuesta galgas extensométricas losetas LR.

En la Tabla 4. 5 se puede observar que todas las bandas colocadas en las losetas de referencia presentan una respuesta satisfactoria (OK) durante las campañas de ensayo.

Loseta	Galga	Nivel de respuesta	
		Ensayo estático	Ensayo dinámico
LD	G1	OK	OK
	G2	Mide mal	OK
	G3	OK	OK
	G4	OK	OK
	G5	OK	OK
	G6	Mide mal	OK
	G7	Muerta	OK
	G8	OK	OK
	G9	OK	OK
	G10	OK	OK
	G11	OK	OK
	G12	OK	OK

Tabla 4. 6. Nivel de respuesta galgas extensométricas losetas LD.

En la Tabla 4. 6 se aprecia que la loseta DIN dispuesta para campaña estática presenta inconvenientes en 3 bandas: la G7 donde no existe medición alguna, por ello se dice que está “muerta”; y en las galgas G2 y G6 donde se producen mediciones esporádicas, por lo que se cree que la banda no ha quedado totalmente adherida al acero y frente a ciertos niveles de carga perdería contacto con el material. Para evitar errores en los resultados obtenidos se decide omitir esta información. En el caso de la loseta DIN dispuesta para campaña dinámica se observa que todas las galgas presentan una respuesta satisfactoria (OK).

En la Tabla 4. 7 se observa que para la loseta de carga estática (LE_1), y losetas dinámicas LE_2 y LE_3 se obtiene un nivel de respuesta absoluto; mientras que en la loseta LE_4 existen problemas en 3 de las galgas dispuestas: G6 que presenta problemas de medición, tal como se mencionó anteriormente por mala adherencia; y las galgas G1 y G7 en que no se ha registrado medición alguna (por ello se dice que están “muertas”).

Loseta	Galga	Nivel de respuesta			
		Ensayo estático	Ensayo dinámico LE_2	Ensayo dinámico LE_3	Ensayo dinámico LE_4
LE	G1	OK	OK	OK	Muerta
	G2	OK	OK	OK	OK
	G3	OK	OK	OK	OK
	G4	OK	OK	OK	OK
	G5	OK	OK	OK	OK
	G6	OK	OK	OK	Mide mal
	G7	OK	OK	OK	Muerta
	G8	OK	OK	OK	OK
	G9	OK	OK	OK	OK
	G10	OK	OK	OK	OK
	G11	OK	OK	OK	OK
	G12	OK	OK	OK	OK

Tabla 4. 7. Nivel de respuesta galgas extensométricas losetas LE.

En general se puede decir que existe una gran respuesta positiva por parte de las losetas instrumentadas, salvo casos aislados en los que la banda no mide datos o algunos en los que se presentan lecturas erróneas.

4.4. CAMPAÑAS DE CARGA ESTÁTICA

En esta primera campaña experimental se someten 3 losetas a ensayos de rotura, donde cada una de ellas representa un tipo de loseta diseñada. Con la información obtenida mediante la instrumentación realizada y el sistema de cargas del pórtico, es posible conocer el comportamiento de la estructura frente a la aplicación de carga.

En la Tabla 4. 8 se resumen las características mecánicas más notables de las losetas utilizadas en esta campaña.

Tipo Losa	Inercia bruta [mm ⁴]	Inercia homogénea [mm ⁴]	Inercia fisurada [mm ⁴]	Momento Fisuración teórico [kN-m]
LR	3086550000	3237343069	479456111,1	146,71
LD	3086550000	3239103593	483287306,9	144,48
LE_1	3086550000	3243972305	493845831,7	138,54

Tabla 4. 8. Características mecánicas Losetas Estáticas. ⁽¹¹⁾

Una vez dispuestos los perfiles metálicos en el área del pórtico de carga se sitúa la loseta a ensayar según lo especificado en la Figura 3. 17, colocando finalmente sobre ella los neoprenos y placas metálicas donde se apoya la viga de reparto.

De esta manera, como punto de partida en el ensayo se apoya la viga de reparto en las placas metálicas situadas sobre los neoprenos, tratando en lo posible que la carga aplicada sea nula. A

⁽¹¹⁾ El cálculo de las características mecánicas de las losetas se puede visualizar en el ANEJO VII: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS LOSETAS.

continuación se realiza un cero relativo, buscando que las mediciones a partir de este instante sean absolutas. Se aplica carga en la sección mediante control manual, hasta que se obtiene un valor de 20 kN y es a partir de aquí donde la aplicación de carga se hace mediante rampa, hasta llevar a rotura la pieza. Es importante tener presente que en estos ensayos el control se hace mediante desplazamiento del pistón.

Producto del poco espacio que se tiene bajo las losetas se disponen Transductores Magnéticos (Temposonics) de capacidad inferior a la requerida, por lo que resulta necesario al alcanzar cierta deformación detener el ensayo, disminuyendo la carga hasta valor cero, para retirar la instrumentación dispuesta bajo las losetas y así evitar que se estropeen. Para todo efecto este primer ensayo se denomina Etapa I de ensayo de rotura.

En la Figura 4. 3 se puede visualizar parte de la instrumentación utilizada en Etapa I de ensayo para medición de flechas en centro de vano y abertura de junta de hormigonado.



Figura 4. 3. Temposonics para medición de flechas y abertura de junta de hormigonado en Etapa I de ensayo.

En la Figura 4. 4 se muestra el comportamiento de las losetas en el tiempo frente a la aplicación de carga. Es posible apreciar en las 3 losetas que para cargas de 50 kN, 100 kN y 150 kN se presenta una pequeña disminución de la carga en el tiempo. Esto se debe a que en dichos valores de carga se deja fijo el desplazamiento del pistón mientras se marcan las diferentes fisuras que surgen en las losetas, generándose esta disminución en la carga aplicada.

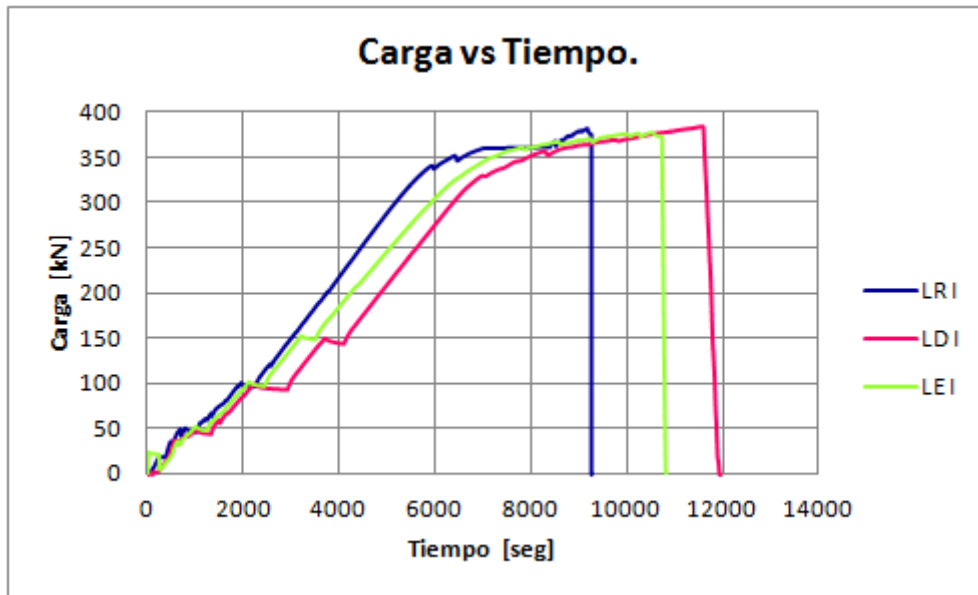


Figura 4. 4. Gráfica Carga vs Tiempo en Etapa I de ensayo.

La Etapa I de ensayo termina cuando los recorridos disponibles en los temposonics ubicados en centro de losa alcanzan valores cercanos a los 5 mm, presentándose en cargas cercanas a los 375 kN, tal como se observa en la Figura 4. 4.

Despreciando los intervalos en que ha sido detenido el pistón para mapeo de fisuras se aprecia que la gráfica Carga vs Tiempo (Figura 4. 4) está compuesta por tres fases. En la primera la loseta se encuentra bajo un comportamiento elástico lineal (hasta aproximadamente 50 kN). A continuación se genera la segunda fase de fisuración (hasta los 350 kN). Finalmente se tiene la tercera fase, donde se aprecia una disminución del incremento de carga indicando que las armaduras han alcanzado el estado de plastificación.

Una vez finalizada la Etapa I de ensayo se retira la instrumentación y se da pie a la Etapa II (Figura 4. 5), que permite conocer la carga de rotura de cada una de las secciones en estudio (Figura 4. 6). Esta etapa se explica en mayor detalle más adelante.



Figura 4. 5. Temposonics para medición de flechas y abertura de junta de hormigonado en Etapa II de ensayo.

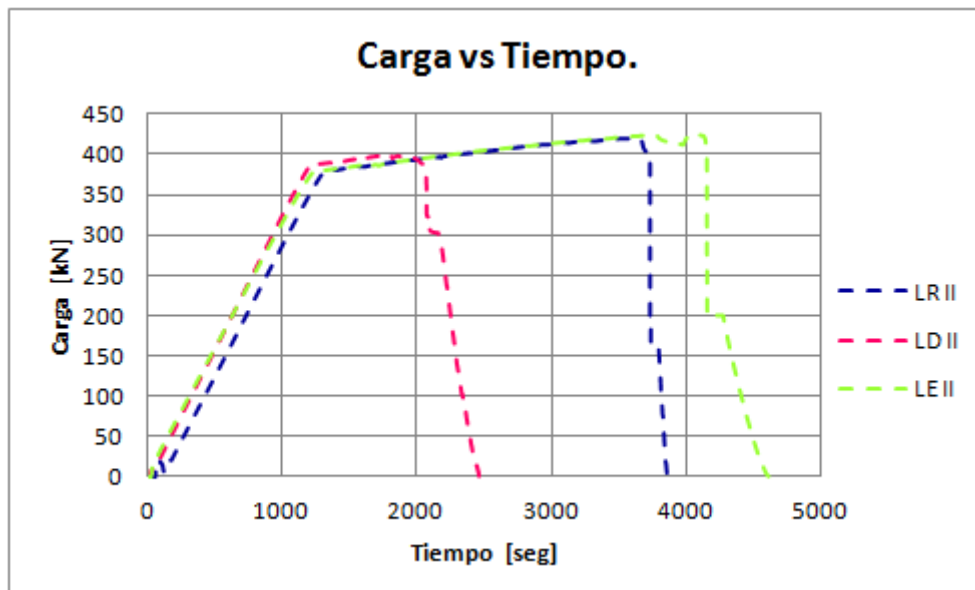


Figura 4. 6. Gráfica Carga vs Tiempo en Etapa II de ensayo.

En la Figura 4. 6 se puede observar que las tres losetas presentan un comportamiento muy similar hasta una carga de 375 kN. Esto se debe a que en Etapa I de ensayo se alcanza esta carga, por lo que las losetas ya han desarrollado todas las fisuras correspondientes. Es a partir de este momento donde las losetas se ven sometidas a cargas mayores hasta alcanzar la rotura de la pieza. Es posible apreciar que las tres losetas presentan pequeñas discontinuidades en el estado de pre-rotura, reflejado en ciclos de decremento e incremento de carga, hasta provocar la rotura por compresión de la capa superior del hormigón en todo lo ancho de la loseta.

Es importante destacar que la diferencia existente entre los tiempos de ensayo está directamente relacionada con la velocidad de aplicación de carga.

En la loseta LR (Figura 4. 7) se observa una rotura por compresión generalizada en torno a la junta de hormigonado de la sección (ubicada a 260 cm del borde de la losa).



Figura 4. 7. Loseta LR en estado de rotura.

La loseta LD (Figura 4. 8) muestra una rotura orientada desde la junta de hormigonado hacia la mitad que no cuenta con lazo de armadura; esto se justifica por la cercanía del punto de aplicación de carga a la junta de hormigonado (190 cm versus 260 cm de la junta).



Figura 4. 8. Loseta LD en estado de rotura.

Muy por el contrario, la loseta LE no presenta rotura en junta de hormigonado, sino cercana a la zona donde finaliza el lazo de empalme experimental (Figura 4. 9).



Figura 4. 9. Loseta LE en estado de rotura.

En la Tabla 4. 9 se pueden observar las cargas máximas obtenidas en cada ensayo, así como el porcentaje de variación que experimentan respecto a la teoría, destacándose que la loseta LE alcanza niveles de carga superiores a los de LR y LD.

Tipo Losa	f_{ck} [MPa]	Q_{ult} teórica [kN]	Q_{ult} experimental [kN]	Variación [%]
LR	78,87	314,92	420,74	33,60
LD	76,48	314,84	400,37	27,16
LE 1	70,33	314,62	425,38	35,21

Tabla 4. 9. Comparación de cargas teóricas y de ensayo. ⁽¹²⁾

En la Tabla 4. 9 es posible apreciar que existe una gran variación entre carga última teórica y carga última experimental. Esto se puede explicar mediante las Figura 4. 10 - Figura 4. 12, donde se aprecia que las deformaciones alcanzadas por algunas barras en Etapa I de ensayo superan la deformación máxima permitida en el rango elástico ($\epsilon \geq 0,00290$), alcanzando algunas de ellas

⁽¹²⁾ El cálculo de la carga última teórica se realiza considerando la contribución de la armadura de compresión y descartando el peso propio de la sección. Su cálculo se puede apreciar en el ANEJO VIII: CÁLCULOS CARGAS TEÓRICAS DE ROTURA.

valores dentro del tramo plástico ($\varepsilon \geq 0,01104$), razón por la cual estas armaduras experimentan tensiones superiores a los 537 MPa utilizados para el cálculo de carga última teórica.

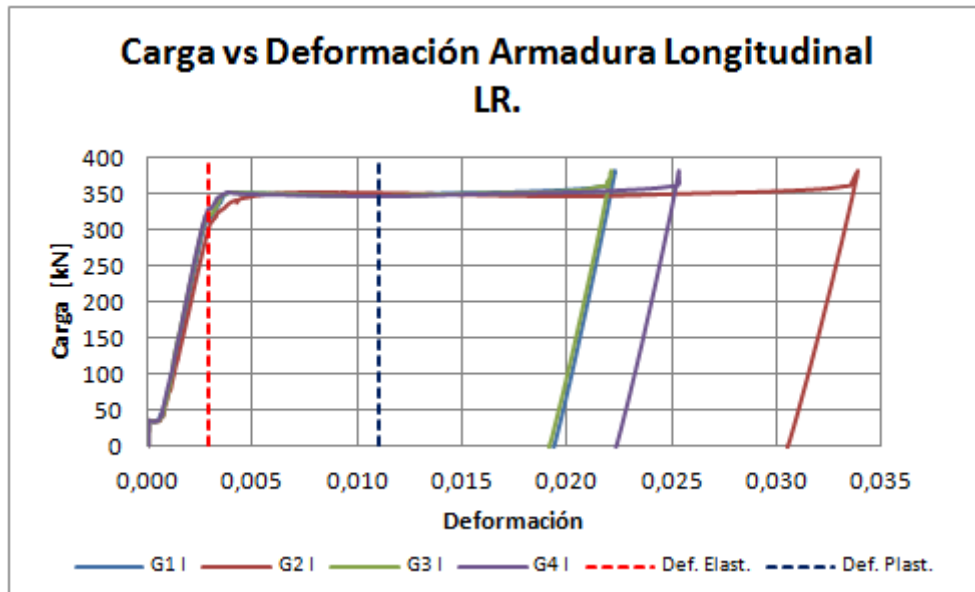


Figura 4. 10. Comportamiento bandas extensométricas longitudinales loseta LR en Etapa I de ensayo.

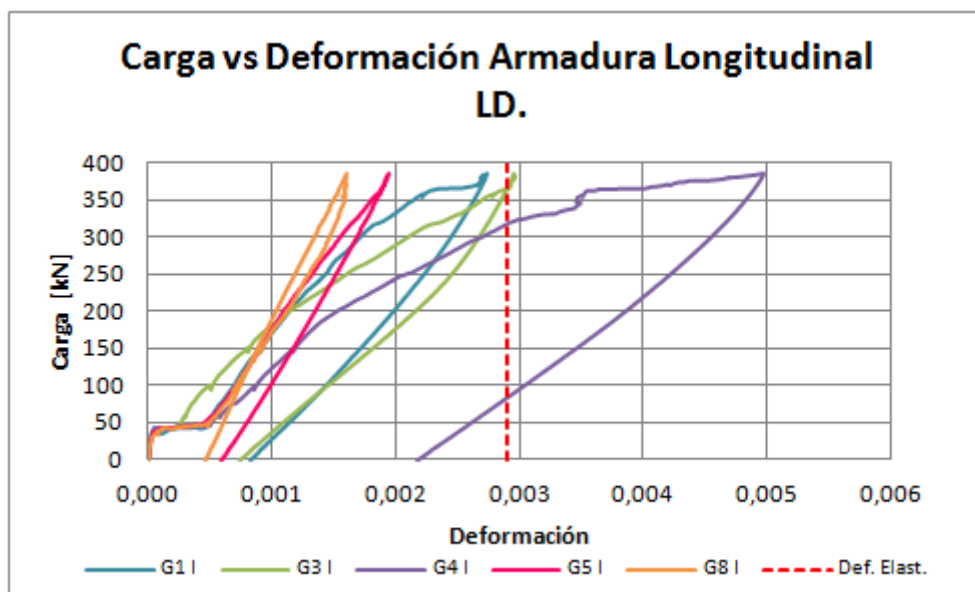


Figura 4. 11. Comportamiento bandas extensométricas longitudinales loseta LD en Etapa I de ensayo.

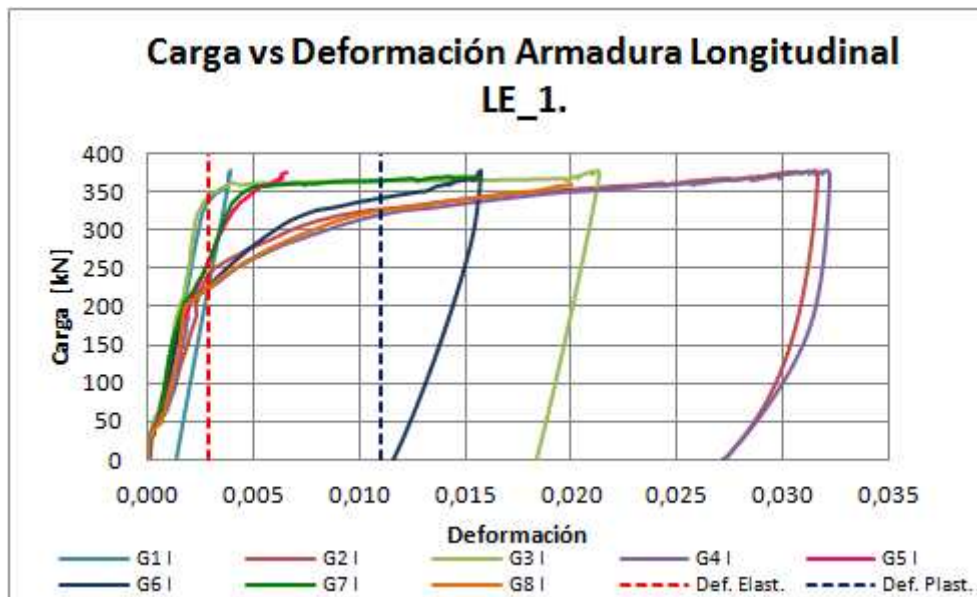


Figura 4. 12. Comportamiento bandas extensométricas longitudinales loseta LE_1 en Etapa I de ensayo.

Para conocer cuan mayores son las tensiones en las secciones, se determinan en primera instancia, las máximas deformaciones experimentadas en cada una de las bandas extensométricas de las distintas losetas ensayadas estáticamente, en ambas etapas de ensayo (I y II). Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 4. 10.

Galga	Deformación Etapa I ensayo			Deformación Etapa II ensayo		
	LR	LD	LE_1	LR	LD	LE_1
G1	<u>0,02228</u>	0,00273	<u>0,00389</u>	<u>0,02548</u>	0,00294	<u>0,03542</u>
G2	<u>0,03385</u>	-	<u>0,03168</u>	<u>0,03463</u>	-	<u>0,03615</u>
G3	<u>0,02213</u>	0,00297	<u>0,02131</u>	<u>0,02354</u>	0,00315	<u>0,03467</u>
G4	<u>0,02538</u>	0,00498	<u>0,03222</u>	<u>0,02537</u>	0,02667	<u>0,03646</u>
G5	-	0,00195	0,00658	-	0,00209	<u>0,01335</u>
G6	-	-	<u>0,01576</u>	-	-	<u>0,02418</u>
G7	-	-	<u>0,01564</u>	-	-	-
G8	-	0,00161	<u>0,02002</u>	-	0,00165	-

Tabla 4. 10. Deformaciones máximas experimentadas en bandas extensométricas.

Recordando el criterio planteado en el apartado 4.2 se tiene que:

- Tramo elástico: $0 \leq \varepsilon \leq 0,00290$
- Tramo de cedencia o fluencia: $0,00290 \leq \varepsilon \leq 0,01104$
- Tramo plástico: $\varepsilon > 0,01104$

Es posible apreciar que en Etapa I de ensayo en las losetas LR Y LE_1 la tensión sobrepasa el límite elástico de la armadura, mientras que en la loseta LD ocurre lo mismo en 2 de las 5 bandas dispuestas que miden.

En Etapa II de ensayo se observa que todas las armaduras dispuestas en las losetas LR y LE_1 se encuentran dentro del tramo plástico de deformaciones, mientras que en la loseta LD aún se tienen dos armaduras que no han alcanzado el límite elástico (las correspondientes a las bandas G5 y G8).

Es necesario conocer qué tensiones siente la armadura bajo estas deformaciones. Para ello se utilizan las gráficas Tensión vs Deformación confeccionadas para armadura de diámetro 20 mm,

dispuestas en el ANEJO V: ENSAYOS CARACTERIZACIÓN ARMADURA. De esta manera, se busca gráficamente para cada una de las deformaciones existentes la tensión resultante, obteniéndose los valores indicados en las Tabla 4. 11 y Tabla 4. 12.

Es importante recordar que este análisis se realiza para poder determinar las cargas de rotura teóricas conociendo que la tensión en la armadura es superior al límite elástico. Por esta razón, de aquí en adelante sólo se procederá con el análisis en Etapa II de ensayo.

En la Tabla 4. 12 se aprecia que si se habla del promedio de tensiones experimentadas en las armaduras se tiene que en las losetas LR y LE_1 se sobrepasa el límite elástico, mientras que en la loseta LD aún se encuentran las tensiones dentro del tramo lineal (elástico). Por otra parte, si se analiza el promedio de las máximas tensiones experimentadas se tiene que en las tres losetas se sobrepasa el límite elástico.

Galga	Loseta LR				Loseta LD				Loseta LE_1			
	ϵ LR	σ barra 1 [MPa]	σ barra 2 [MPa]	σ barra 3 [MPa]	ϵ LD	σ barra 1 [MPa]	σ barra 2 [MPa]	σ barra 3 [MPa]	ϵ LE_1	σ barra 1 [MPa]	σ barra 2 [MPa]	σ barra 3 [MPa]
G1	0,02228	570,49	565,90	569,71	0,00273	521,72	518,18	512,15	0,00389	540,42	526,83	539,02
G2	0,03385	604,45	600,23	603,71	-	-	-	-	0,03168	598,84	596,76	598,14
G3	0,02213	570,15	568,89	569,33	0,00297	532,41	518,18	524,17	0,02131	567,79	566,96	569,33
G4	0,02538	580,79	576,51	579,81	0,00498	543,33	522,07	534,25	0,03222	600,19	597,80	599,40
G5	-	-	-	-	0,00195	401,47	452,50	384,73	0,00658	538,78	540,06	536,09
G6	-	-	-	-	-	-	-	-	0,01576	549,80	544,97	541,27
G7	-	-	-	-	-	-	-	-	0,01564	549,80	544,97	541,27
G8	-	-	-	-	0,00161	334,54	372,21	320,58	0,02002	565,79	558,61	562,85
$\sigma_{\text{prom barra}}^{(13)}$		581,47	577,88	580,64	$\sigma_{\text{prom barra}}^{(13)}$	466,69	476,62	455,18	$\sigma_{\text{prom barra}}^{(13)}$	563,93	559,62	560,92
$\sigma_{\text{max barra}}^{(14)}$		604,45	600,23	603,71	$\sigma_{\text{max barra}}^{(14)}$	543,33	522,07	534,25	$\sigma_{\text{max barra}}^{(14)}$	600,19	597,80	599,40
$\sigma_{\text{prom total}}^{(15)}$		580,00			$\sigma_{\text{prom total}}^{(15)}$	466,16			$\sigma_{\text{prom total}}^{(15)}$	561,49		
$\sigma_{\text{max prom}}^{(16)}$		602,80			$\sigma_{\text{max prom}}^{(16)}$	533,21			$\sigma_{\text{max prom}}^{(16)}$	599,13		

Tabla 4. 11. Tensiones en armadura en Etapa I de ensayo.

Galga	Loseta LR				Loseta LD				Loseta LE_1			
	ϵ LR	σ barra 1 [MPa]	σ barra 2 [MPa]	σ barra 3 [MPa]	ϵ LD	σ barra 1 [MPa]	σ barra 2 [MPa]	σ barra 3 [MPa]	ϵ LE_1	σ barra 1 [MPa]	σ barra 2 [MPa]	σ barra 3 [MPa]
G1	0,02548	581,03	576,51	580,14	0,00294	532,41	518,18	524,17	0,03542	607,99	604,24	607,33
G2	0,03463	606,19	601,97	605,66	-	-	-	-	0,03615	609,83	608,85	609,22
G3	0,02354	574,85	568,59	574,36	0,00315	533,62	531,59	532,61	0,03467	606,19	601,97	605,66
G4	0,02537	580,79	576,51	579,81	0,02667	584,72	579,37	583,88	0,03646	609,83	608,85	609,22
G5	-	-	-	-	0,00209	427,16	381,60	412,14	0,01335	541,50	542,94	542,09
G6	-	-	-	-	-	-	-	-	0,02418	576,89	573,38	577,17
G7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
G8	-	-	-	-	0,00165	334,54	372,21	320,58	-	-	-	-
$\sigma_{\text{prom barra}}^{(13)}$		585,72	580,90	584,99	$\sigma_{\text{prom barra}}^{(13)}$	482,49	476,59	474,68	$\sigma_{\text{prom barra}}^{(13)}$	592,04	590,04	591,78
$\sigma_{\text{max barra}}^{(14)}$		606,19	601,97	605,66	$\sigma_{\text{max barra}}^{(14)}$	584,72	579,37	583,88	$\sigma_{\text{max barra}}^{(14)}$	609,83	608,85	609,22
$\sigma_{\text{prom total}}^{(15)}$		583,87			$\sigma_{\text{prom total}}^{(15)}$	477,92			$\sigma_{\text{prom total}}^{(15)}$	591,29		
$\sigma_{\text{max prom}}^{(16)}$		604,61			$\sigma_{\text{max prom}}^{(16)}$	582,66			$\sigma_{\text{max prom}}^{(16)}$	609,30		

Tabla 4. 12. Tensiones en armadura en Etapa II de ensayo.

⁽¹³⁾ Representa el promedio de las tensiones experimentadas por las bandas extensométricas dispuestas.

⁽¹⁴⁾ Representa la máxima tensión experimentada por una de las bandas extensométricas dispuestas.

⁽¹⁵⁾ Representa el promedio de las tensiones promedio de las barras de un cierto diámetro.

⁽¹⁶⁾ Representa el promedio de las tensiones máximas de las barras de un cierto diámetro.

Finalmente, falta conocer las cargas que generan dicho estado tensional en las armaduras, resultando los valores mostrados en la Tabla 4. 13.

Loseta LR		Loseta LD		Loseta LE_1	
$\sigma_{\text{prom total}}^{(15)}$ [MPa]	583,87	$\sigma_{\text{prom total}}^{(15)}$ [MPa]	477,92	$\sigma_{\text{prom total}}^{(15)}$ [MPa]	591,29
$Q_{\text{ult prom teo}}^{(17)}$ [kN]	346,03	$Q_{\text{ult prom teo}}^{(17)}$ [kN]	275,59	$Q_{\text{ult prom teo}}^{(17)}$ [kN]	350,59
$\sigma_{\text{max prom}}^{(16)}$ [MPa]	604,61	$\sigma_{\text{max prom}}^{(16)}$ [MPa]	582,66	$\sigma_{\text{max prom}}^{(16)}$ [MPa]	609,30
$Q_{\text{ult max teo}}^{(18)}$ [kN]	359,79	$Q_{\text{ult max teo}}^{(18)}$ [kN]	345,14	$Q_{\text{ult max teo}}^{(18)}$ [kN]	362,51

Tabla 4. 13. Cargas últimas estimadas a partir de la tensión en Etapa II de ensayo.

A partir de estos valores es posible estimar el porcentaje de variación existente con las cargas últimas experimentales. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4. 14.

Loseta LR		Loseta LD		Loseta LE_1	
$Q_{\text{ult prom teo}}^{(17)}$ [kN]	346,03	$Q_{\text{ult prom teo}}^{(17)}$ [kN]	275,59	$Q_{\text{ult prom teo}}^{(17)}$ [kN]	350,59
$Q_{\text{ult exp}}$ [kN]	420,74	$Q_{\text{ult exp}}$ [kN]	400,37	$Q_{\text{ult exp}}$ [kN]	425,38
Variación [%]	21,59	Variación [%]	- ⁽¹⁹⁾	Variación [%]	21,33
$Q_{\text{ult max teo}}^{(18)}$ [kN]	359,79	$Q_{\text{ult max teo}}^{(18)}$ [kN]	345,14	$Q_{\text{ult max teo}}^{(18)}$ [kN]	362,51
$Q_{\text{ult exp}}$ [kN]	420,74	$Q_{\text{ult exp}}$ [kN]	400,37	$Q_{\text{ult exp}}$ [kN]	425,38
Variación [%]	16,94	Variación [%]	16,00	Variación [%]	17,34

Tabla 4. 14. Variación existente entre carga última estimada y carga última ensayo.

Al comparar los valores de la Tabla 4. 14 con los de la Tabla 4. 9 se aprecia, tal como se estimaba, que la variación entre la carga de rotura experimental y la carga de rotura teórica se reduce, producto que la armadura se encuentra trabajando en rangos de tensiones superiores al límite elástico del material.

Otro factor que incide en este porcentaje de variación es que en el cálculo teórico de cargas de rotura no ha sido considerada la doble cuantía de armadura producto del lazo de empalme.

Con respecto a las flechas es importante destacar que la medición de ellas también se ha realizado en dos etapas producto del inconveniente de espacio que se mencionó con anterioridad.

Como primer paso se realiza un análisis longitudinal y transversal de las flechas en Etapa I de ensayo.

Para este análisis se tienen las Figura 4. 13 - Figura 4. 15, donde la nomenclatura utilizada es la siguiente:

- V.I.: representa el TEMPO 2 colocado en punto de aplicación de carga Vano Izquierdo.
- C.V.: representa el TEMPO 4 colocado en Centro de Vano.
- V.D.: representa el TEMPO 6 colocado en punto de aplicación de carga Vano Derecho.

⁽¹⁷⁾ Carga de rotura teórica estimada en base a la resistencia promedio total.

⁽¹⁸⁾ Carga de rotura teórica estimada en base a la resistencia máxima total.

⁽¹⁹⁾ Es importante destacar que no se determina la carga última estimada para el promedio de tensiones en la loseta LD pues no ha alcanzado el límite elástico.

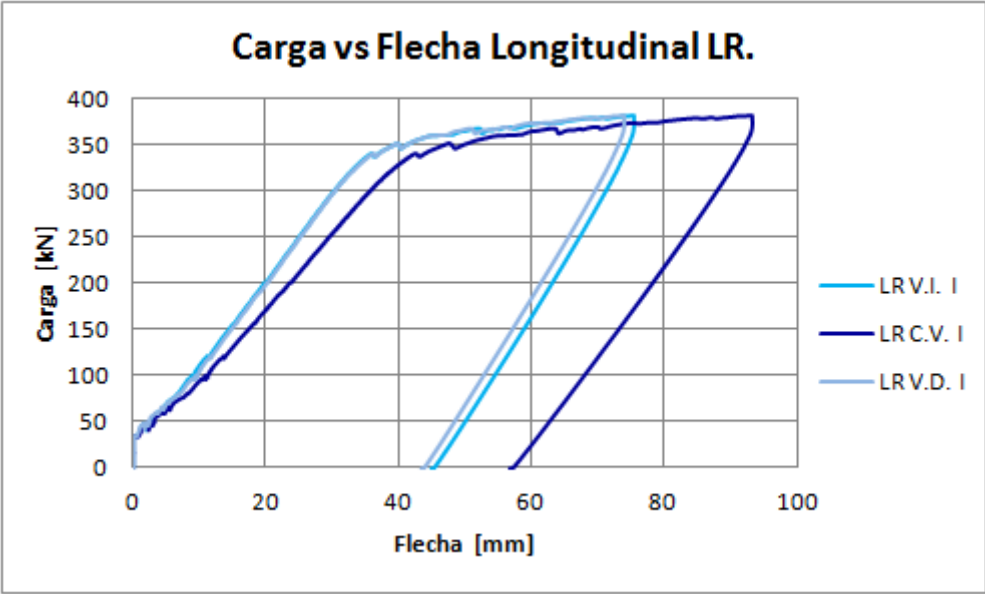


Figura 4. 13. Gráfica Carga vs Flecha longitudinal loseta LR en Etapa I de ensayo.

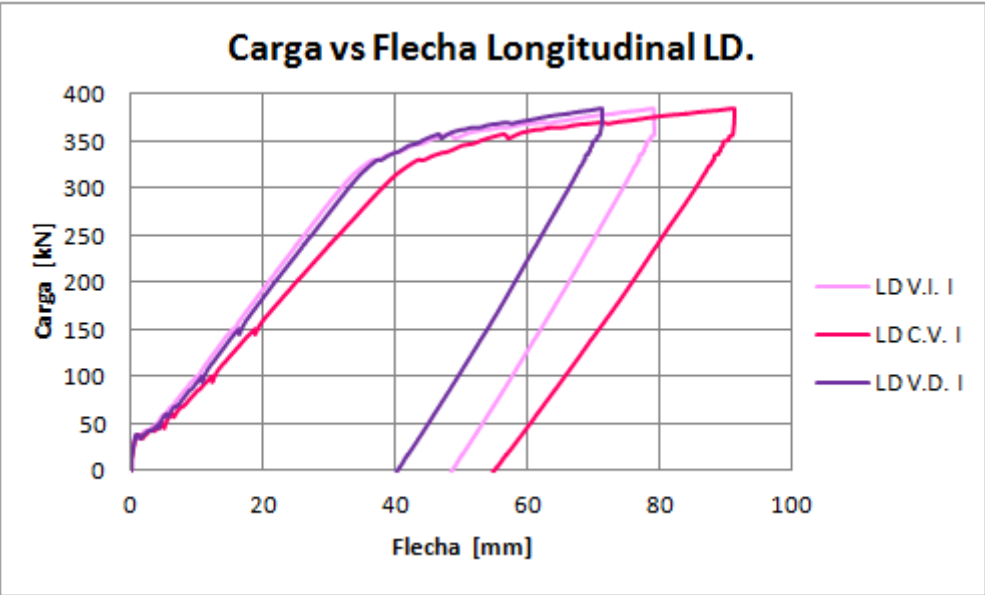


Figura 4. 14. Gráfica Carga vs Flecha longitudinal loseta LD en Etapa I de ensayo.

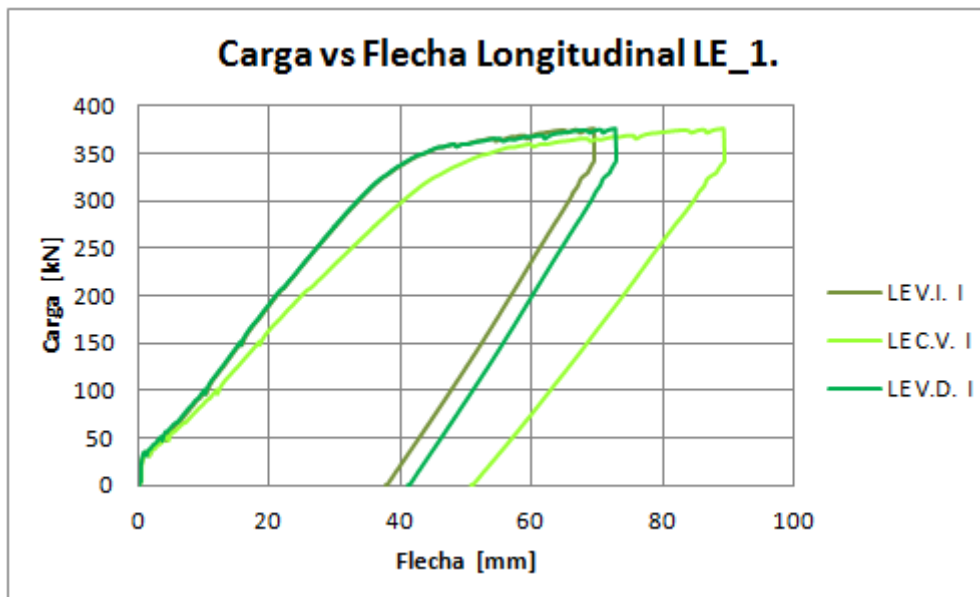


Figura 4. 15. Gráfica Carga vs Flecha longitudinal loseta LE_1 en Etapa I de ensayo.

Es posible decir que la flecha máxima de la sección ocurre en centro de vano, además que:

1. En la loseta LR la flecha de la instrumentación ubicada en puntos de aplicación de carga es prácticamente la misma, por lo que se espera una rotura del material de forma homogénea y centrada, corroborándose en la Figura 4. 16.
2. En la loseta LD la flecha presentada en el vano izquierdo es mayor que la del lado derecho, por lo que se espera que la rotura del material surja entre el centro de vano de la sección y ese lado, pudiendo visualizarse en la Figura 4. 16.
3. En la loseta LE_1 se da la situación inversa a LD, es decir, la flecha del lado derecho es levemente superior a la del lado izquierdo, por lo que se espera que la rotura ocurra entre el centro de vano de la sección y dicho sitio, siendo visible en la Figura 4. 16.



Figura 4. 16. Losetas acopiadas una vez finalizado el ensayo de rotura (Etapa II) (Tomada en cara posterior losetas).

Como consecuencia que la flecha en centro de vano presenta valores superiores a los registrados en otros puntos, de aquí en adelante sólo se hará referencia a esta última.

Para observar el comportamiento de la flecha transversal generada en centro de vano se confeccionan las Figura 4. 17 - Figura 4. 19, donde la nomenclatura utilizada es la siguiente:

- C.V.P.: representa el TEMPO 3 colocado en Centro de Vano Posterior.
- C.V.: representa el TEMPO 4 colocado en Centro de Vano central.
- C.V.F.: representa el TEMPO 5 colocado en Centro de Vano Frontal.

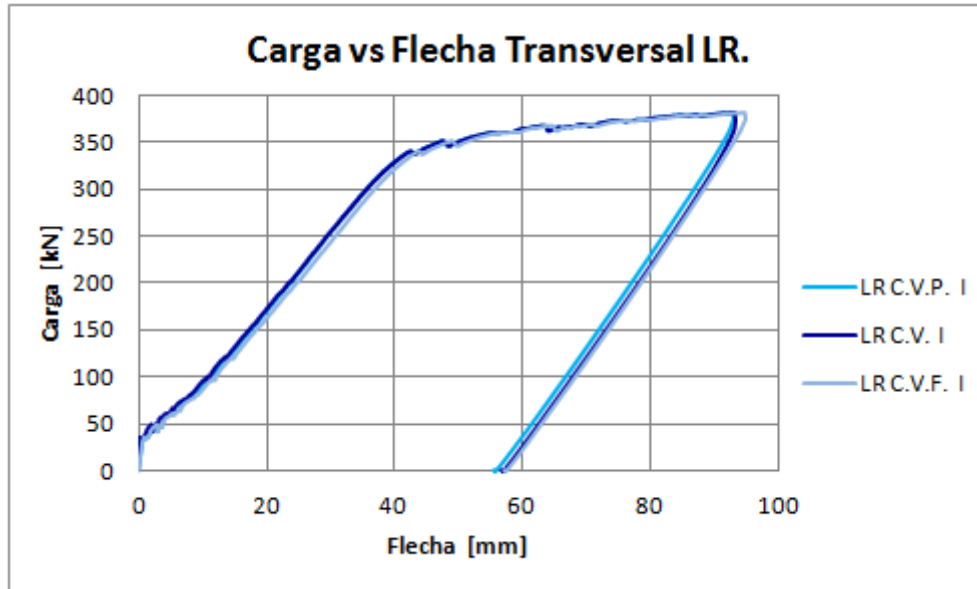


Figura 4. 17. Gráfica Carga vs Flecha transversal loseta LR en Etapa I de ensayo.

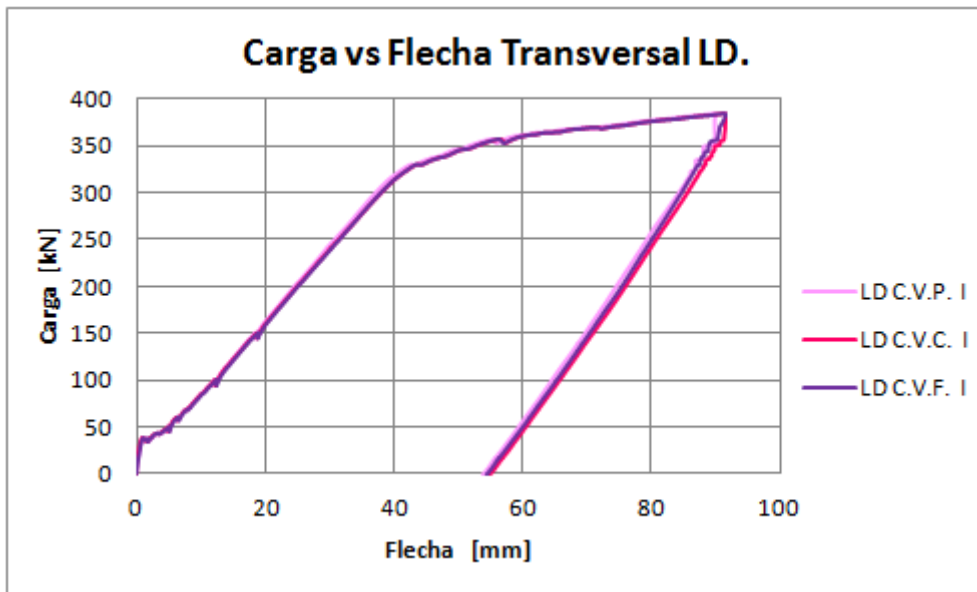


Figura 4. 18. Gráfica Carga vs Flecha transversal loseta LD en Etapa I de ensayo.

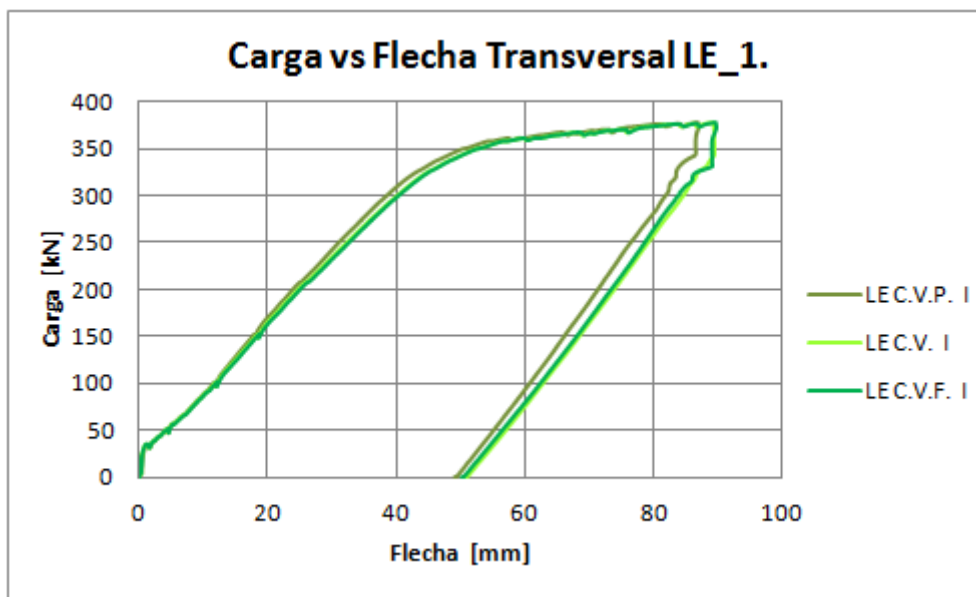


Figura 4. 19. Gráfica Carga vs Flecha transversal loseta LE_1 en Etapa I de ensayo.

Es posible apreciar que la variación de flecha transversal en centro de vano es prácticamente nula, por lo que es posible decir que la estructura se comporta como un elemento lineal frente a deformaciones, por lo que no será necesario tener mayores consideraciones en este aspecto.

Si se realiza una gráfica de comparación entre flechas de diversas losetas en Etapa I de ensayo se tiene la Figura 4. 20.

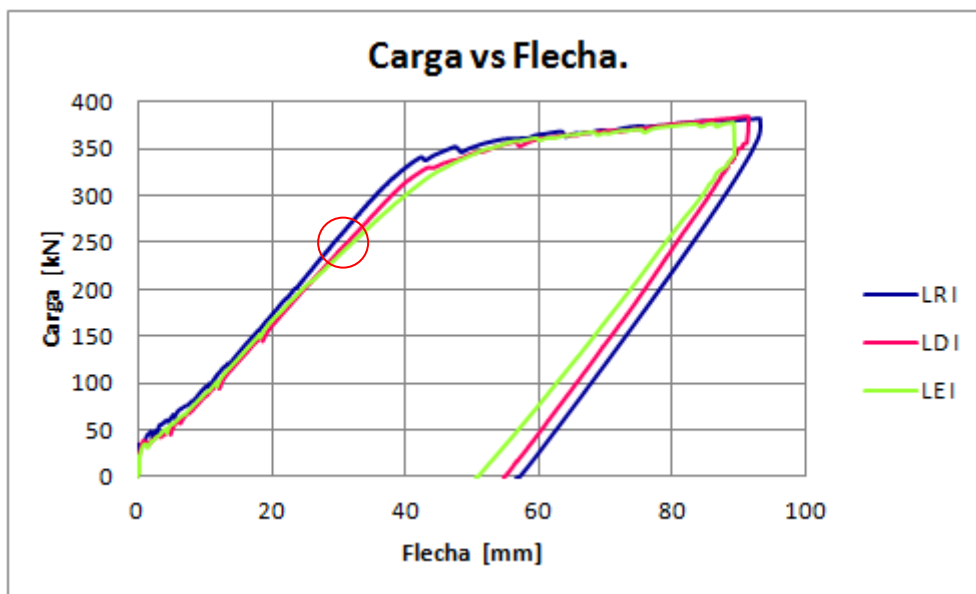


Figura 4. 20. Gráfica Carga vs Flechas en centro de vano en Etapa I de ensayo.

Tal como se aprecia en la Figura 4. 20 al finalizar la etapa I de ensayo se obtienen flechas similares. Esto era de esperar pues el término del ensayo estuvo otorgado por el recorrido disponible en la instrumentación inferior.

En la Tabla 4. 15 se puede observar la flecha para una carga de servicio de 250 kN, identificada con un círculo rojo en la Figura 4. 20.

LOSA	Flecha [mm]
LR	29,44
LD	31,38
LE_1	32,28

Tabla 4. 15. Flecha en centro de vano para carga de 250 kN.

En la Tabla 4. 15 se observa que las tres losetas presentan flechas similares, distinguiéndose que la de la loseta LE_1 es levemente mayor que la de las otras tipologías. De esta manera, es posible decir que para cargas de servicio se tienen flechas aceptables en la loseta experimental.

A partir de los 250 kN las flechas en la loseta LE_1 exceden levemente a las de LD, las que a su vez son mayores que LR. Esto puede tener relación con la presencia del lazo de empalme y con la longitud de este mismo.

Al realizar Etapa II del ensayo (rotura), en la loseta LR no se encuentra disponible instrumentación de mayor capacidad de medición que la utilizada en Etapa I, por lo que se decide continuar el ensayo contando sólo con el registro de carga que brinda el ordenador. Sin embargo, al momento de realizar este ensayo en las losetas LD y LE_1 se tienen Transductores Magnéticos (Temposonics) de mayor capacidad, con lo cual resulta posible medir flechas, colocando la instrumentación en los laterales de la estructura, tal como se aprecia en las Figura 4. 21 - Figura 4. 23.



Figura 4. 21. Temposonics para medición de flechas y abertura de junta de hormigonado en Etapa II de ensayo.

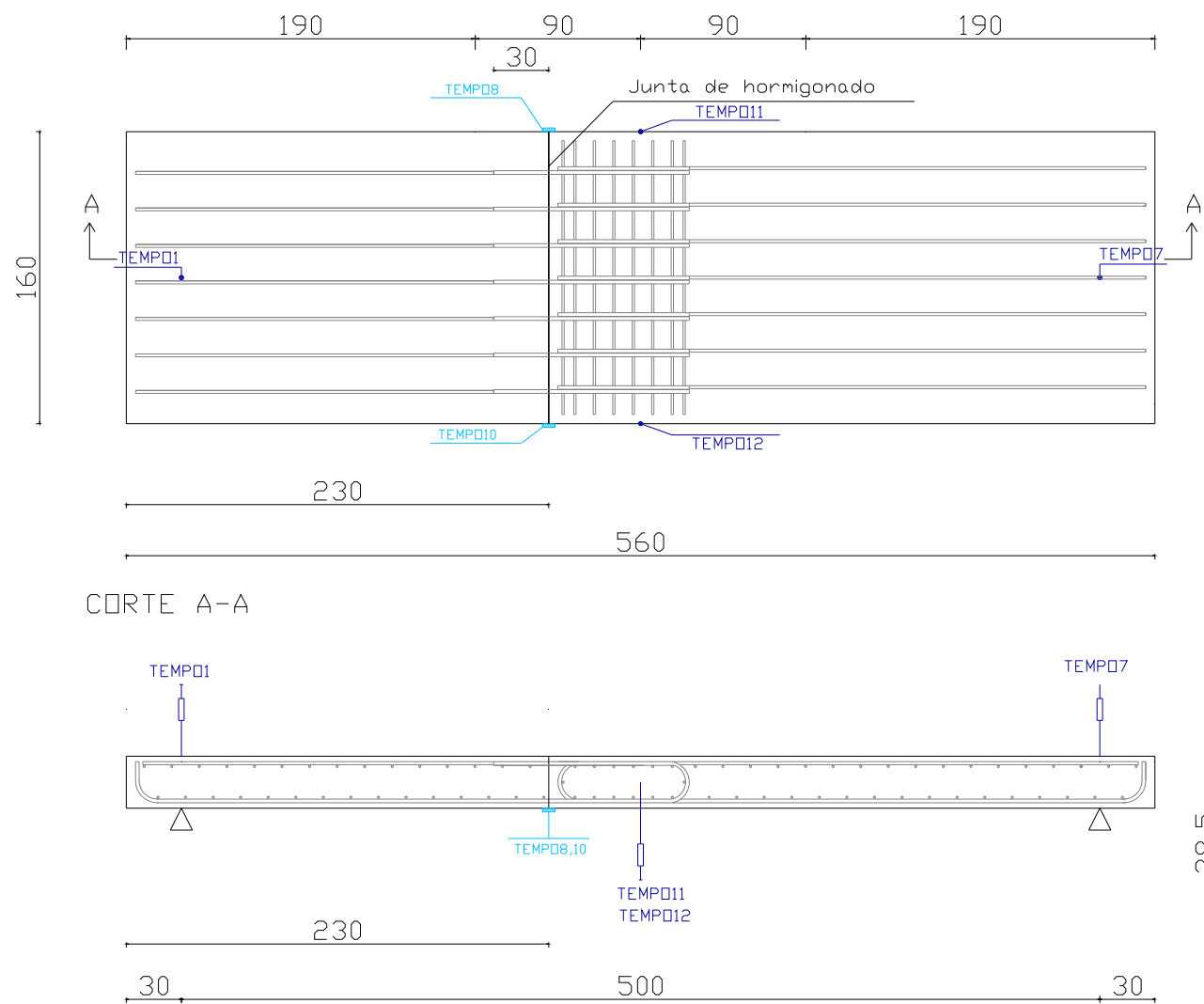


Figura 4. 22. Instrumentación en laboratorio para medir flecha final en Loseta DIN (LD) en Etapa II de ensayo.

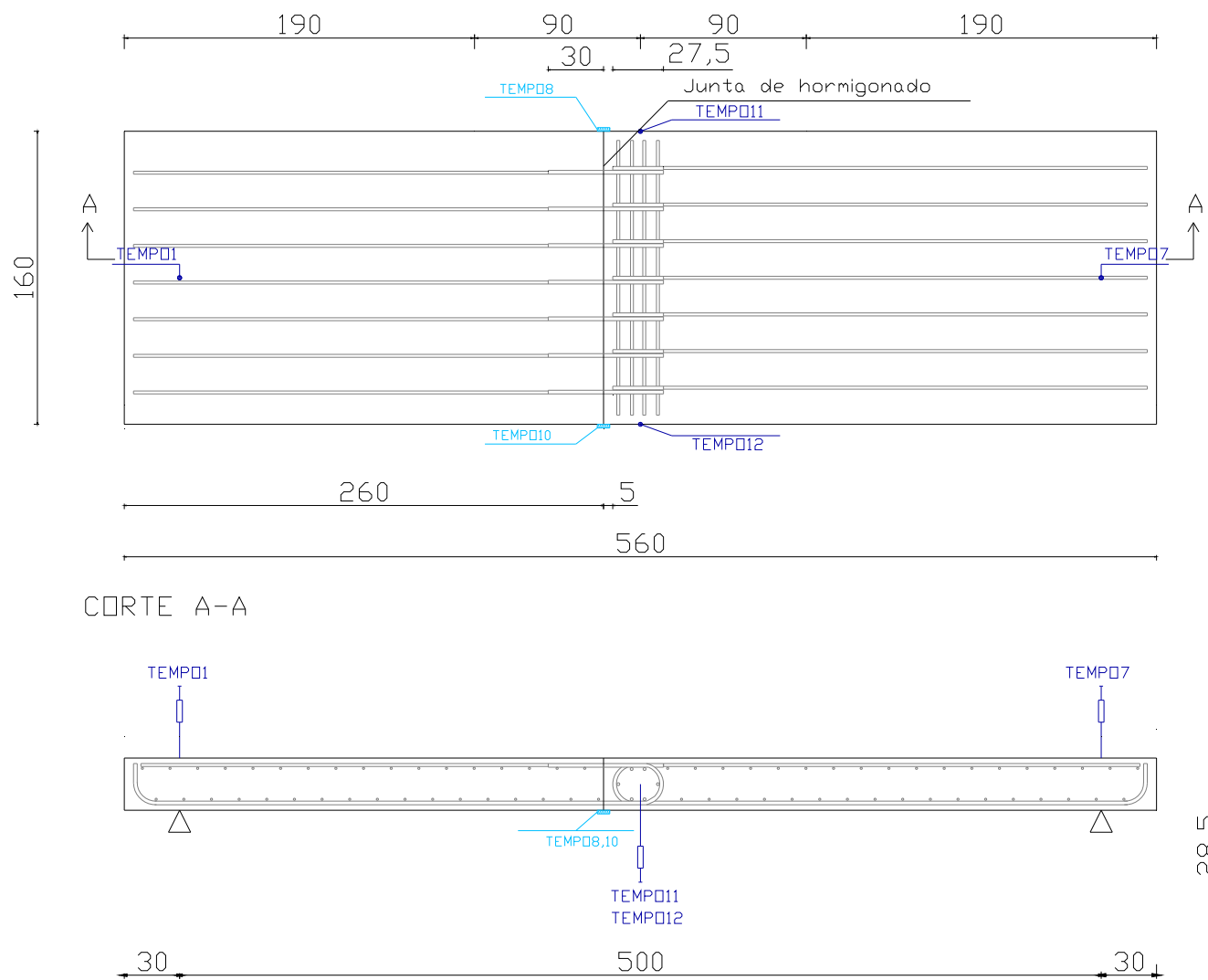


Figura 4. 23. Instrumentación en laboratorio para medir flecha final en Loseta Experimental (LE) en Etapa II de ensayo.

A pesar que no se cuenta con el registro de flecha máxima en rotura para la loseta LR, es posible establecer una propuesta de flecha máxima en base a la pendiente generada en la curva Carga vs Flecha en Etapa I de ensayo y la carga de rotura registrada por el pórtico. Con los registros obtenidos, y con la propuesta planteada para LR, es posible confeccionar la gráfica de la Figura 4. 24.

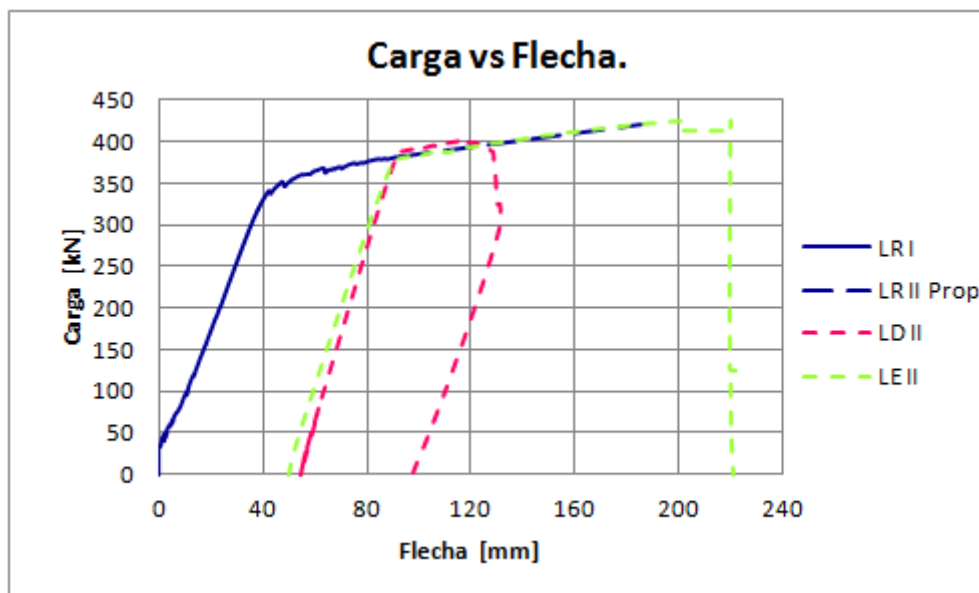


Figura 4. 24. Gráfica Carga vs Flechas en centro de vano en Etapa II de ensayo.

Tal como se observa en la Figura 4. 24 al momento de comenzar la Etapa II de los ensayos (carga nula) las secciones presentan valores de flechas distintos a cero. Esto se debe a que al finalizar la Etapa I de ensayo queda un remanente de flechas en las secciones producto de la fisuración ocurrida. Por esta razón, se decide confeccionar las gráficas a partir de este valor buscando obtener valores de flechas absolutas.

En la Tabla 4. 16 se pueden apreciar las flechas máximas obtenidas experimentalmente.

Tipo loseta	Flecha máxima [mm]
LR	186,20 ⁽²⁰⁾
LD	131,72
LE_1	222,19

Tabla 4. 16. Flechas máximas obtenidas en Etapa II de ensayo.

A partir de estos resultados es posible afirmar que frente a pequeños incrementos de carga (6,25%) entre las losetas LD y LE_1 existen notables aumentos de flecha en la sección (68,68%). Así se puede decir que la loseta LE_1 presenta ventajas respecto a LD en cuanto a ductilidad, pero desventajas en lo referente a flechas excesivas.

Se observa además que la loseta LE_1 presenta una flecha mayor a la propuesta para LR, lo que corrobora una vez más flechas excesivas en la sección.

En las Figura 4. 25 y Figura 4. 26 se muestra la flecha máxima alcanzada por las losetas LR y LE_1 una vez finalizado el ensayo de rotura (Etapa II).

⁽²⁰⁾ Es importante recordar que esta flecha ha sido propuesta en base a las consideraciones planteadas anteriormente.



Figura 4. 25. Flecha en loseta LR una vez finalizada la Etapa II de ensayo.



Figura 4. 26. Flecha en loseta LE_1 una vez finalizada la Etapa II de ensayo.

En la Figura 4. 27 se puede apreciar la pérdida de contacto con el neopreno producto de flechas excesivas en la loseta LE_1.



Figura 4. 27. Vista de aparatos de apoyo durante Etapa II de ensayo en loseta LE_1.

En Tabla 4. 17 es posible apreciar la variación existente entre flechas teóricas y experimentales resultantes del ensayo. A partir de estos datos se confecciona la Figura 4. 28, donde además se incluyen los límites establecidos por el Estado I (flecha determinada con inercia bruta) y el Estado II (flecha calculada con inercia fisurada).

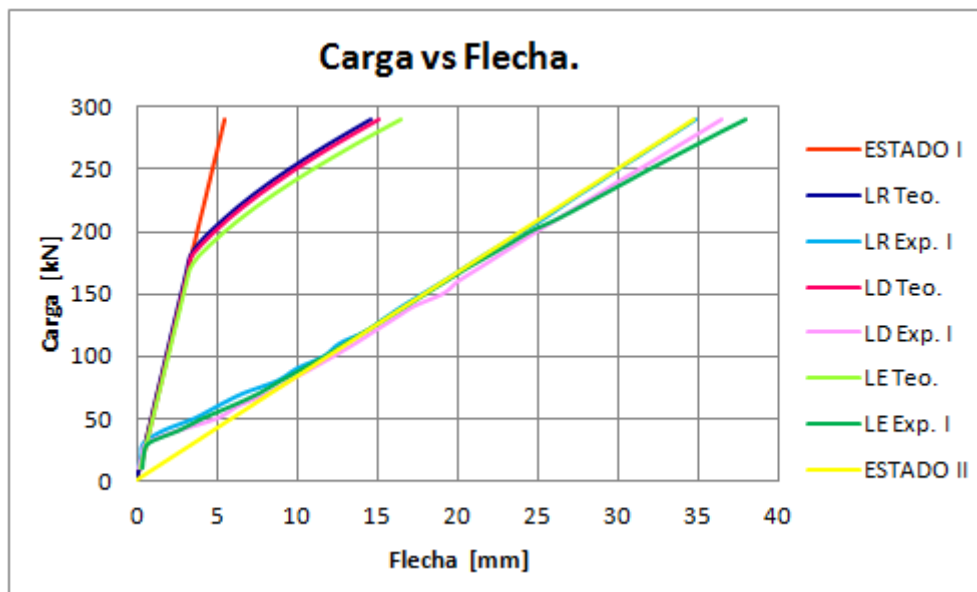


Figura 4. 28. Comparación de flechas teóricas y experimentales Etapa I.

Q [kN]	LOSETA LR		LOSETA LD		LOSETA LE_1	
	Flecha teo [mm]	Flecha exp [mm]	Flecha teo [mm]	Flecha exp [mm]	Flecha teo [mm]	Flecha exp [mm]
10	0,1858	0,1321	0,1875	0,1110	0,1923	0,3190
20	0,3716	0,2828	0,3750	0,3373	0,3846	0,3959
30	0,5574	0,4479	0,5625	0,5980	0,5769	0,7099
40	0,7431	1,6554	0,7501	2,5761	0,7692	2,5614
50	0,9289	3,6172	0,9376	5,0030	0,9615	4,0948
60	1,1147	5,0847	1,1251	6,3444	1,1538	5,9198
70	1,3005	6,6292	1,3126	8,1545	1,3461	7,5902
80	1,4863	8,7590	1,5001	9,4759	1,5384	8,9241
90	1,6721	9,9669	1,6876	10,8942	1,7307	10,3643
100	1,8578	11,6793	1,8752	12,2769	1,9230	11,7345
110	2,0436	12,6122	2,0627	13,5815	2,1153	12,9896
120	2,2294	14,2872	2,2502	14,7910	2,3076	14,2625
130	2,4152	15,3798	2,4377	16,0268	2,4999	15,5316
140	2,6010	16,5302	2,6252	17,2538	2,6922	16,7714
150	2,7868	17,8022	2,8127	19,0597	2,8845	18,0094
160	2,9725	19,0815	3,0002	19,9809	3,0768	19,2523
170	3,1583	20,2850	3,1878	21,2060	3,2691	20,4841
180	3,3441	21,4887	3,3753	22,4389	3,8119	21,8708
190	3,8585	22,7619	4,0447	23,6562	4,5898	23,2273
200	4,6071	23,9872	4,8232	24,8797	5,4528	24,5305
210	5,4349	25,2864	5,6823	26,1747	6,3991	26,2097
220	6,3410	26,4185	6,6204	27,4484	7,4258	27,6929
230	7,3231	27,5729	7,6350	28,7118	8,5291	29,1189
240	8,3785	28,7957	8,7227	29,9357	9,7043	30,5298
250	9,5032	29,9123	9,8793	31,2563	10,9458	31,9654
260	10,6931	31,1572	11,1000	32,5444	12,2480	33,4395
270	11,9432	32,3378	12,3797	33,8400	13,6046	34,9367
280	13,2484	33,5688	13,7130	35,1107	15,0094	36,4151
290	14,6035	34,7602	15,0942	36,3905	16,4565	37,9717

Tabla 4. 17. Comparación de flechas teóricas y experimentales Etapa I. ^{(21), (22)}

Es posible apreciar que las flechas teóricas, calculadas con la fórmula de Branson, difieren en gran medida de las experimentales. Entre las posibles causas de esto se tiene que al emplear un hormigón de alta resistencia, que se caracteriza por presentar un cierto nivel de fisuración plástica, el curado cumple un rol fundamental, especialmente en los tres primeros días tras la colocación del hormigón, hecho que no se ha respetado en la confección de las losetas puesto que el hormigonado se efectuaba un día viernes en la tarde, sin existir un correcto curado de la sección.

⁽²¹⁾ El cálculo de flechas teóricas se puede ver en detalle en el ANEJO IX: CÁLCULO FLECHAS TEÓRICAS, utilizándose para ello la fórmula de Branson.

⁽²²⁾ En este caso la flecha experimental graficada representa el promedio de las flechas medidas en centro de vano (posterior, centro y frontal de la loseta).

El cálculo de las cargas de fisuración teóricas se hace a partir del momento de fisuración teórico determinado en el ANEJO VII: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS LOSETAS. Dichas cargas se pueden visualizar en la Tabla 4. 18.

LOSA	$M_{\text{fisuración teo}}$ [kN-m]	$Q_{\text{fisuración teo}}$ [kN]
LR	146,71	183,387
LD	144,48	180,595
LE_1	138,54	173,178

Tabla 4. 18. Carga de fisuración calculada a partir del momento de fisuración teórico.

Se puede observar que los valores señalados en la Tabla 4. 18 difieren considerablemente de los alcanzados en el momento de la fisuración en los ensayos, instante donde se produce el cambio de pendiente, obteniéndose valores cercanos a los 40 kN. De esta manera, es posible corroborar la pre-fisuración de la sección.

Es de pensar además que la discontinuidad, generada por la junta de hormigonado y por su ubicación, también tiene incidencia en la variación existente entre las flechas teóricas y experimentales. Sin embargo, a pesar de esta diferencia, se aprecia que a partir del instante en que ha ocurrido la fisuración de la sección las curvas teóricas y experimentales presentan comportamientos similares (pendientes paralelas).

Para conocer en mayor detalle las deformaciones experimentadas longitudinalmente por las armaduras se considera la nomenclatura mostrada en las Figura 4. 29 - Figura 4. 31.

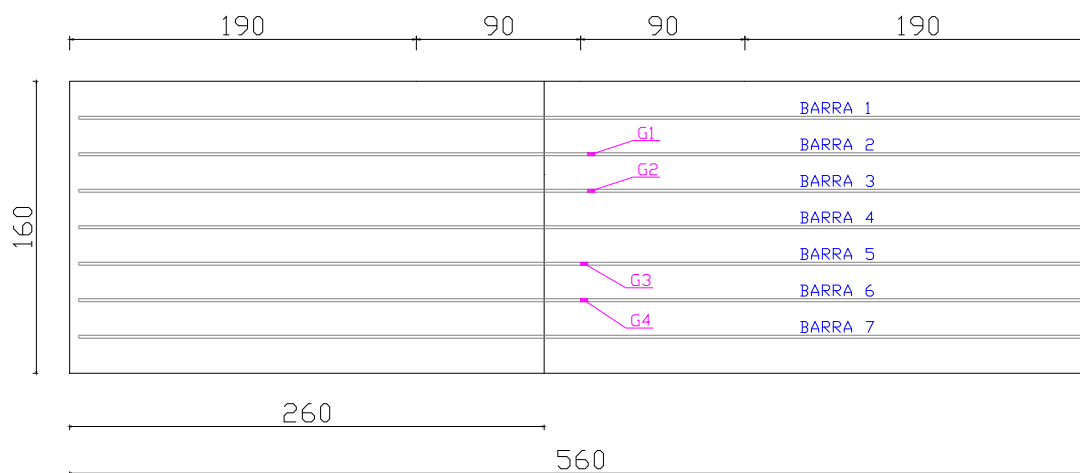


Figura 4. 29. Nomenclatura de armaduras en loseta LR.

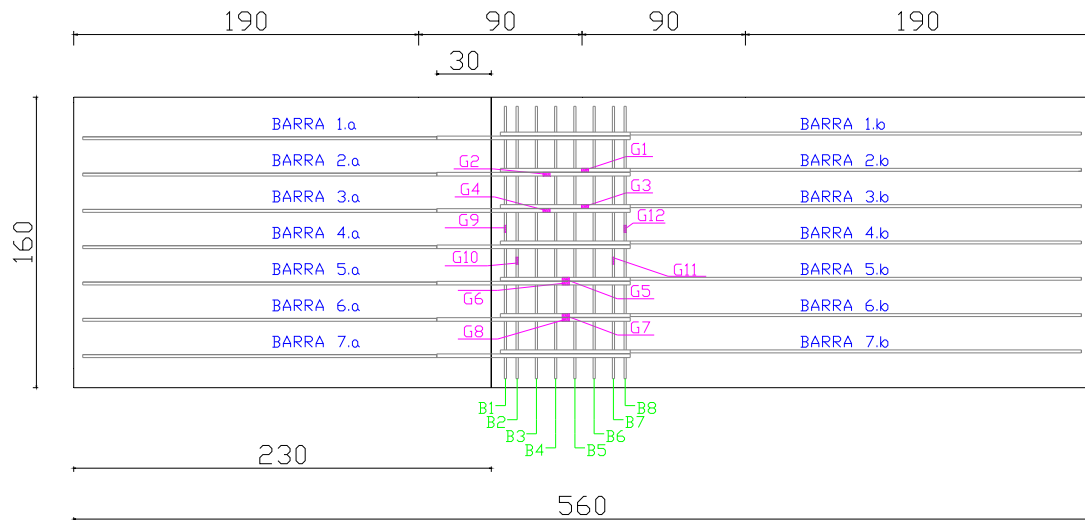


Figura 4. 30. Nomenclatura de armaduras en loseta LD.

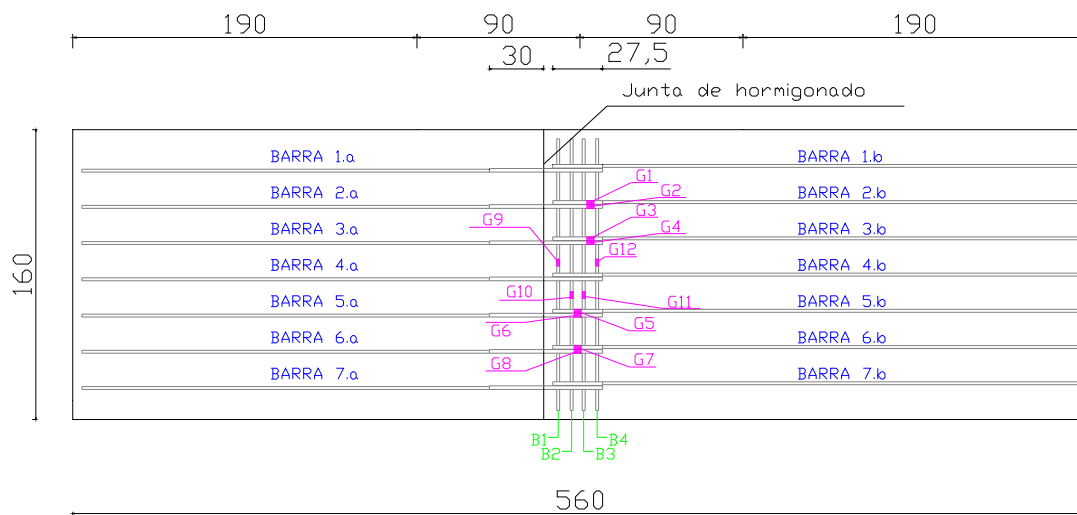


Figura 4. 31. Nomenclatura de armaduras en loseta LE.

En primera instancia se procede a comparar la respuesta de las armaduras en las distintas tipologías de losetas, asumiendo que la deformación experimentada en una barra es equivalente al promedio de las deformaciones de las barras que componen el lazo de empalme, es decir: Deformación Barra 2 = Promedio Deformación (Barra 2.a + Barra 2.b). Los resultados obtenidos se aprecian en las Figura 4. 32 - Figura 4. 34, donde además se destaca la deformación asociada al límite elástico y plástico.

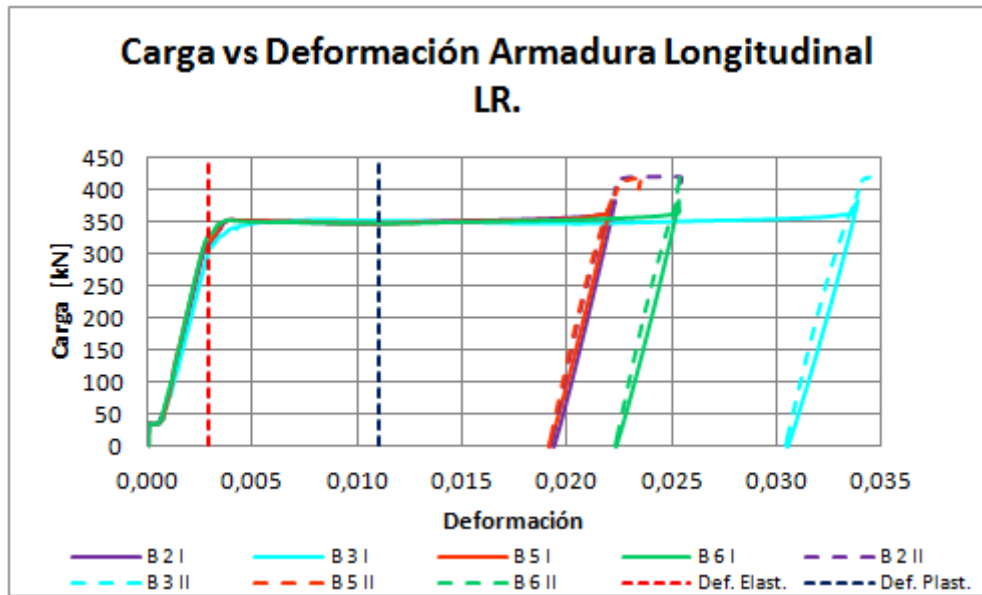


Figura 4. 32. Deformación armadura longitudinal loseta LR en etapa I y II de ensayo.

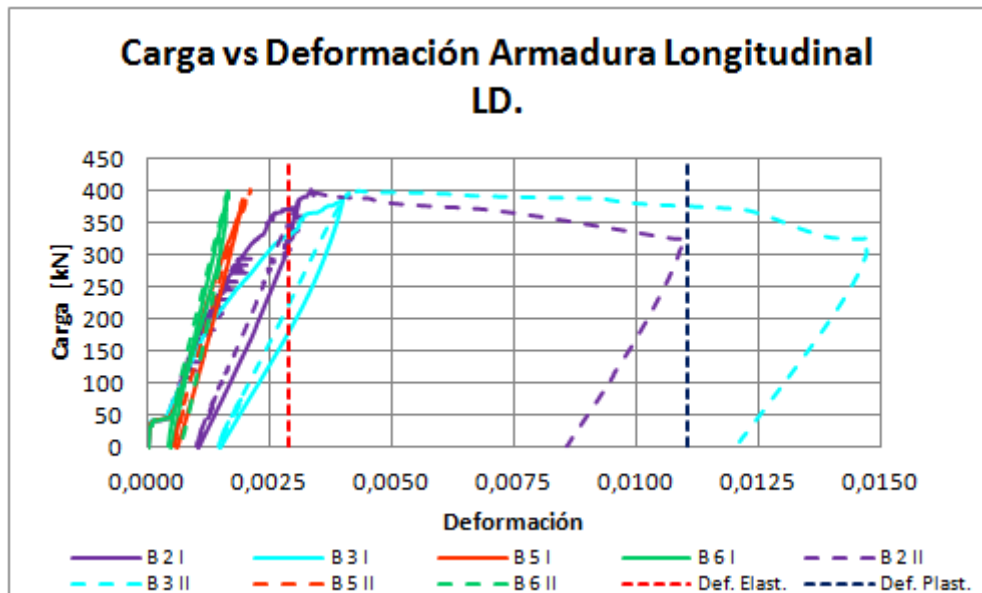


Figura 4. 33. Deformación promedio armadura longitudinal loseta LD en etapa I y II de ensayo.

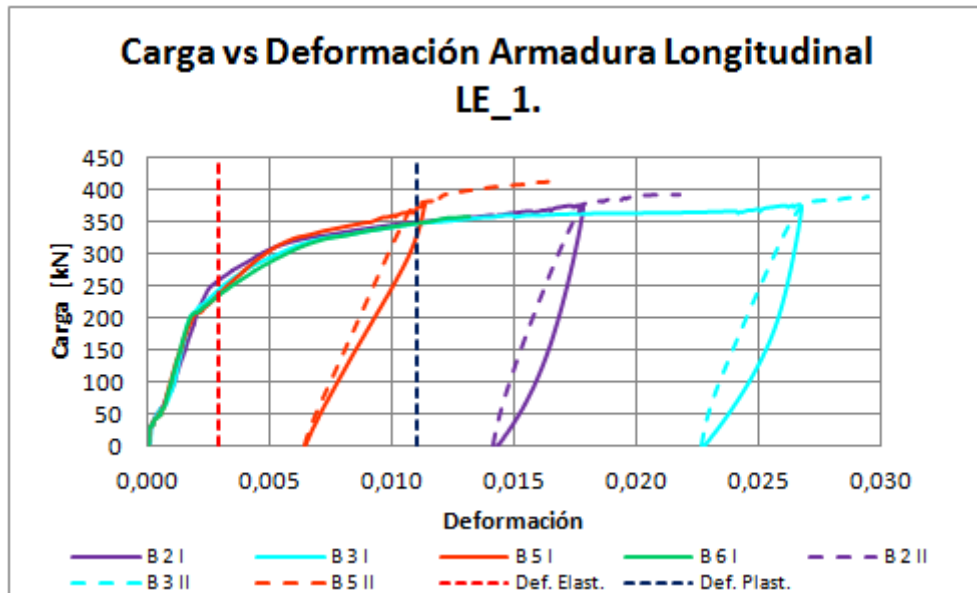


Figura 4. 34. Deformación promedio armadura longitudinal loseta LE_1 en etapa I y II de ensayo.

En términos generales se observa que en Etapa I de ensayo las barras de la loseta LR y LE_1 presentan deformación plástica, mientras que para LD sólo 2 de sus 4 barras han excedido el límite elástico.

Las deformaciones experimentadas por la armadura de la loseta LR presentan valores mayores, asemejándose un poco la loseta LE_1 y diferenciándose mucho del comportamiento de LD.

Para poder establecer una mayor comparación entre las deformaciones obtenidas en las distintas armaduras componentes de las losetas se procede a realizar una análisis por barra, confeccionándose para ello las Figura 4. 35 - Figura 4. 38.

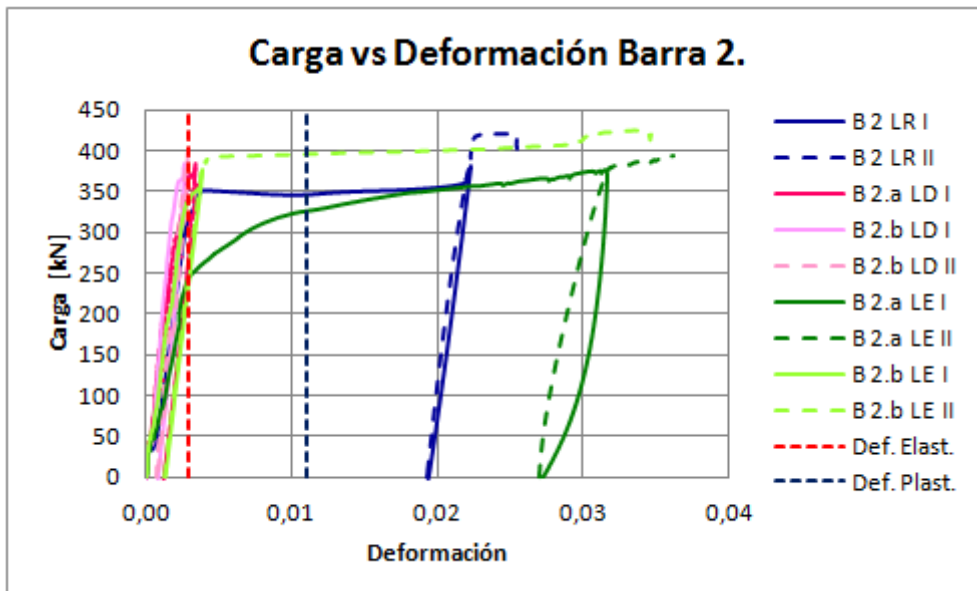


Figura 4. 35. Gráfica Carga vs Deformación en barra n° 2 en Etapa I y II de ensayo.

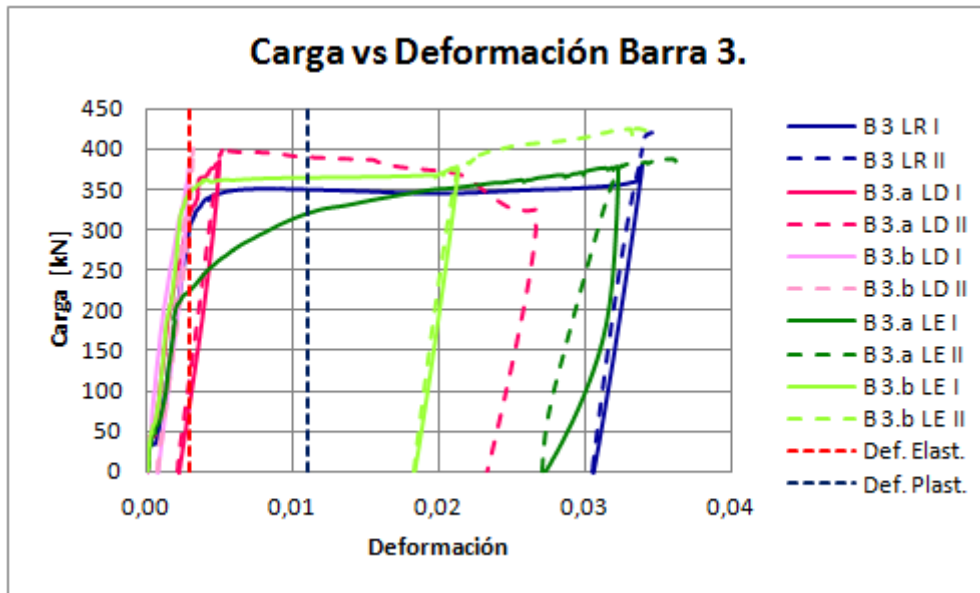


Figura 4. 36. Gráfica Carga vs Deformación en barra nº 3 en Etapa I y II de ensayo.

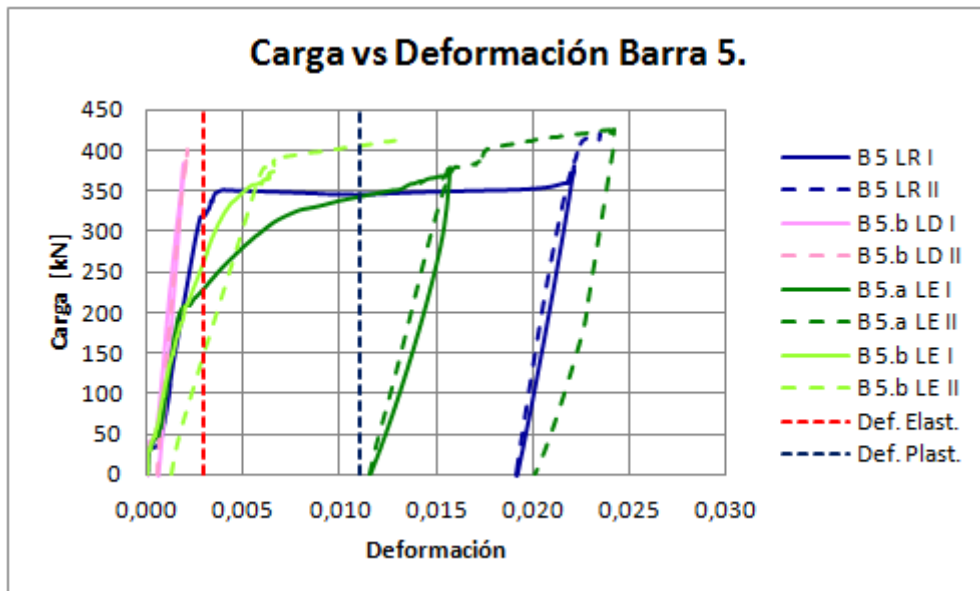


Figura 4. 37. Gráfica Carga vs Deformación en barra nº 5 en Etapa I y II de ensayo.

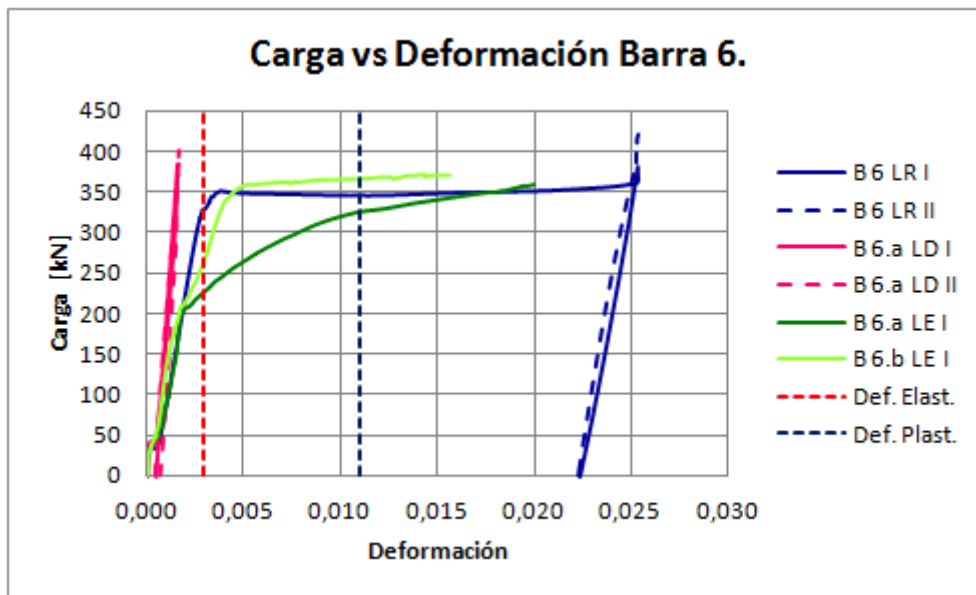


Figura 4. 38. Gráfica Carga vs Deformación en barra nº 6 en Etapa I y II de ensayo. ⁽²³⁾

Con respecto a las deformaciones apreciadas en las figuras anteriores (Figura 4. 35-Figura 4. 38) se puede concluir que en Etapa I de ensayo:

1. En general la banda extensométrica situada en la Loseta LR experimenta deformaciones superiores a las de las losetas LD y LE_1 (salvo el caso de la barra 2).
2. La loseta LD presenta deformaciones inferiores a las otras tipologías y en general las bandas tipo “a” presentan deformaciones mayores que las tipo “b” (salvo el caso de barra 5 y 6 donde no se puede establecer una comparación).
3. La armadura de la loseta LE_1 en general presenta mayores deformaciones que las de LD, pero inferiores a las de LR (salvo el caso de la barra 2). Al igual que el caso LD, las bandas tipo “a” presentan deformaciones superiores a las de tipo “b”.

En Etapa II de ensayo se puede decir que:

1. En general se aprecia que las galgas de la loseta LR deforman más que las de la loseta LD, pero menos que las de LE_1 (salvo en caso de barra 6 donde LE_1 ha dejado de medir).
2. En general la armadura de la loseta LD deforma menos que la de las losetas LR y LE_1. Además en el caso de la barra 3 se aprecia que las bandas tipo “a” deforman más que las tipo “b”, hecho que no es posible de corroborar en otras armaduras puesto que no existe parámetro de comparación.
3. En general las bandas extensométricas de la loseta LE_1 presentan deformaciones superiores a las de LR y LD (salvo en barra 5 donde tipo “b” deforma menos). Además también se observa que bandas tipo “a” presentan deformaciones superiores (en algunos casos muy parecidas) a las de tipo “b”.

De esta manera, es posible decir que las deformaciones experimentadas en la loseta LE_1 sobrepasan los valores de LR, los que a su vez exceden a los LD.

Para comprender por qué ocurre esta situación se confecciona la Figura 4. 39.

⁽²³⁾ Se puede apreciar que las mediciones en las barras 6.a y 6.b de la loseta LE se encuentran inconclusas. Esto se debe a que ambas dejan de medir (G7 y G8) producto de la carga experimentada.

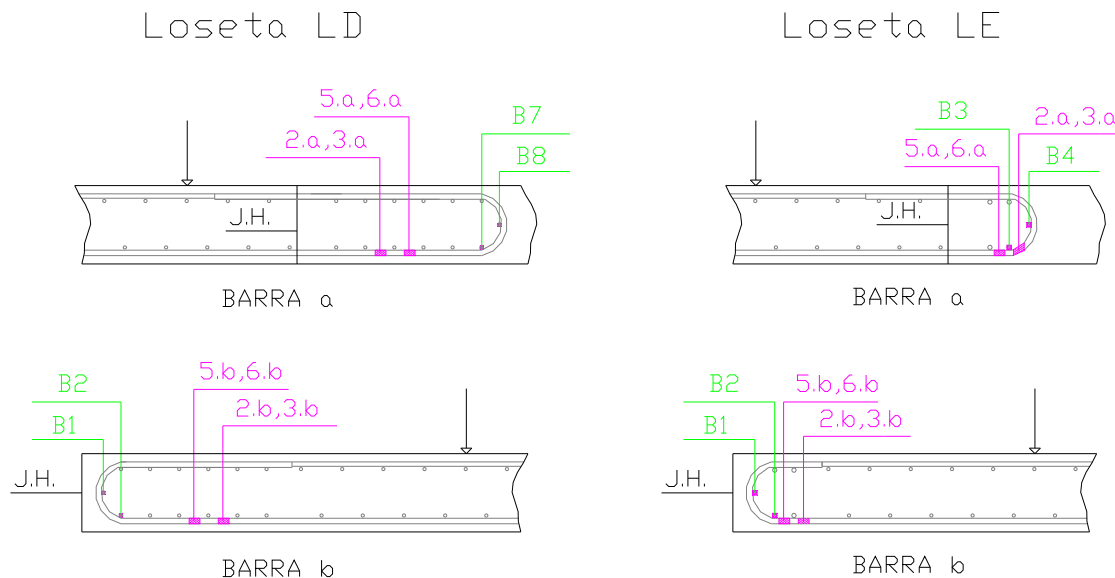


Figura 4. 39. Detalle instrumentación Losetas.

En base a los resultados obtenidos y a lo que se observa en la Figura 4. 39 es posible decir que:

- Loseta LR presenta deformaciones menores que LE_1 producto de una mejor continuidad en la armadura, pero a la vez mayores deformaciones que LD por la cercanía entre las bandas instrumentadas y la junta de hormigonado. Esto se ratifica en el hecho que la loseta LR presenta una rotura centralizada en torno a la junta de hormigonado (muy próximas a bandas).
- La loseta LD presenta deformaciones inferiores a las otras dos tipologías producto del mayor desarrollo de empalme, a la vez que las bandas instrumentadas se encuentran más alejadas de la junta de hormigonado. Esto se demuestra con la rotura presentada en la loseta, dándose en la mitad opuesta al lazo de empalme (por mayor cercanía al punto de aplicación de carga).
- Loseta LE_1 podría presentar mayores deformaciones producto de la cercanía existente entre las bandas instrumentadas y la junta de hormigonado, así como por el menor desarrollo del lazo de empalme. Esto se corrobora con el hecho que la rotura en esta loseta se da exactamente en esta zona.

En base a estos resultados es posible decir que asumir la deformación de una barra como el promedio de las deformaciones de las componentes del lazo de empalme podría llevar a errores, dada la diversidad existente en las mediciones realizadas por la componente “a” y “b”.

Para apreciar el comportamiento de la armadura transversal dispuesta en las losetas LD y LE_1 se confeccionan las Figura 4. 40 y Figura 4. 41, donde se muestran las deformaciones en los distintos estados de carga (Etapa I y II). En ambos casos es posible apreciar que las deformaciones experimentadas se encuentran muy por debajo de la asociada al límite elástico, por lo que la armadura se encuentra dentro del rango lineal de deformaciones. Pese a esto es importante destacar que aunque las deformaciones experimentadas sean de valores pequeños se demuestra que la armadura transversal siempre toma parte de la carga solicitante.

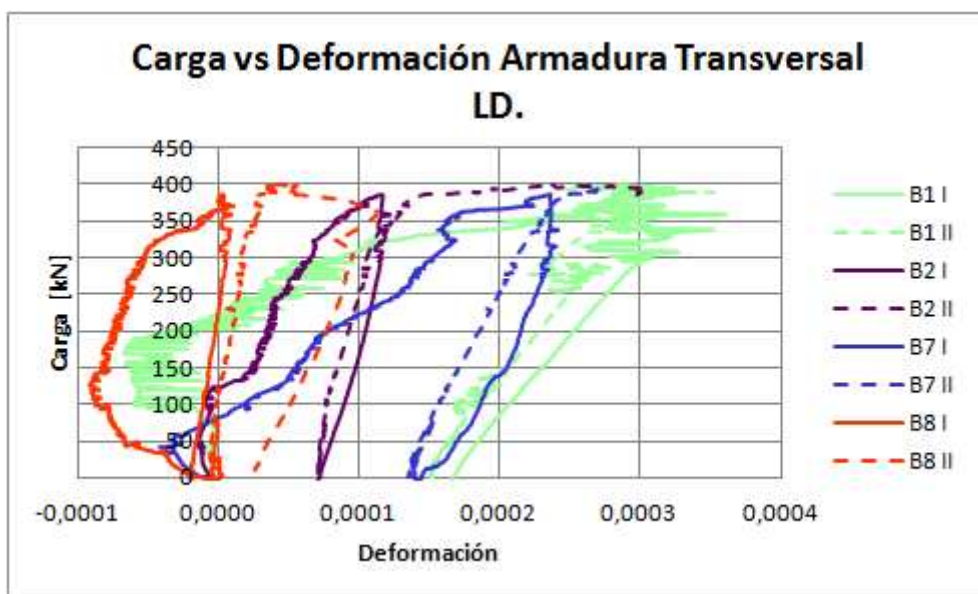


Figura 4. 40. Comportamiento bandas extensométricas transversales en loseta LD en Etapa I y II de ensayo.

Si se analizan las deformaciones obtenidas en Etapa II de ensayo en la loseta LD (Figura 4. 40) se observa que siguen la siguiente secuencia: $B1 > B2 > B7 > B8$. Es comprensible que B1 y B2 presenten una mayor deformación producto que esta zona del lazo se encuentra más cercana a la zona de rotura de la loseta (hacia el vano izquierdo).

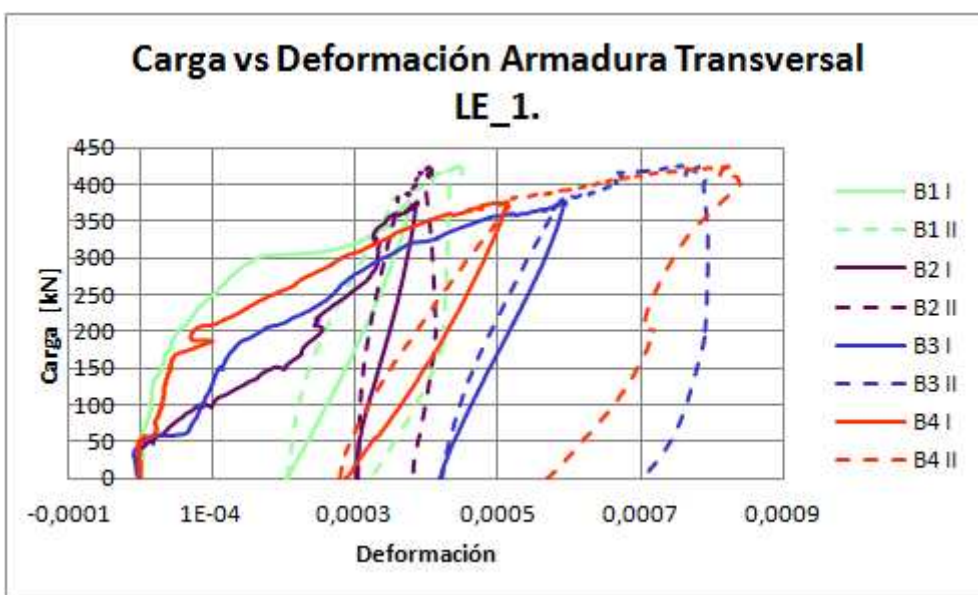


Figura 4. 41. Comportamiento bandas extensométricas transversales en loseta LE_1 en Etapa I y II de ensayo.

Al observar las deformaciones en Etapa II en la loseta LE_1 (Figura 4. 41) se aprecia que siguen la siguiente secuencia: $B4 > B3 > B1 > B2$. Se entiende que B4 y B3 tengan una mayor deformación como consecuencia que se encuentran más cerca de la zona de rotura (donde finaliza el lazo experimental).

Es importante mencionar que se dispone armadura transversal para coser la fractura generada por tracción transversal, además de ser un sistema de oposición al desplazamiento relativo entre armaduras longitudinales empalmadas.

Debido a la incertidumbre asociada a la distribución y ubicación de fisuras en el hormigón se ha utilizado instrumentación que abarca un rango de distancia de aproximadamente 27,5 cm, por lo que no se permite describir plenamente el comportamiento de la abertura de la junta de

hormigonado, pues también se miden otras fisuras generadas en el entorno durante el proceso de carga.

En el proceso de fisuración se aprecia que las fisuras generadas en torno a la junta difieren en rangos de magnitud, por lo que resulta difícil establecer a priori cuál es la abertura asociada a la junta de hormigonado. Por esta razón, se decide omitir las fisuras generadas en el entorno de la junta y asumir la medición realizada como abertura de junta de hormigonado (generando errores menores pues en los tres puntos de medición han surgido otro tipo de fisuras).

Para conocer la evolución de la abertura de junta de hormigonado se confeccionan las Figura 4. 42 - Figura 4. 44, utilizando la siguiente nomenclatura:

- J.H.AT.: representa el TEMPO 8 colocado en Junta de Hormigonado Posterior.
- J.H.C.: representa el TEMPO 9 colocado en Junta de Hormigonado Centro.
- J.H.AD: representa el TEMPO 10 colocado en Junta de Hormigonado Frontal.

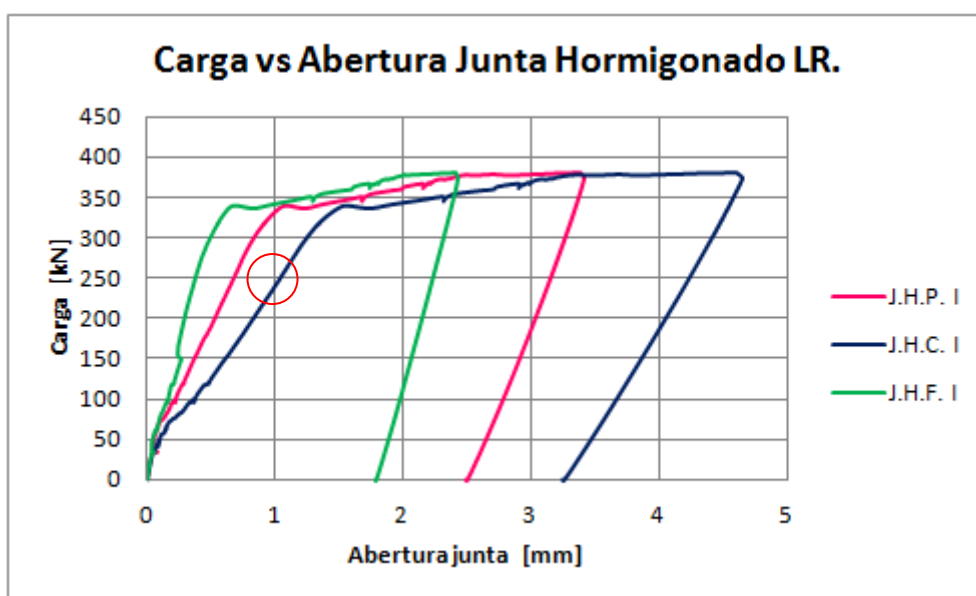


Figura 4. 42. Gráfica Carga vs Abertura de Junta de hormigonado en loseta LR en Etapa I de ensayo.

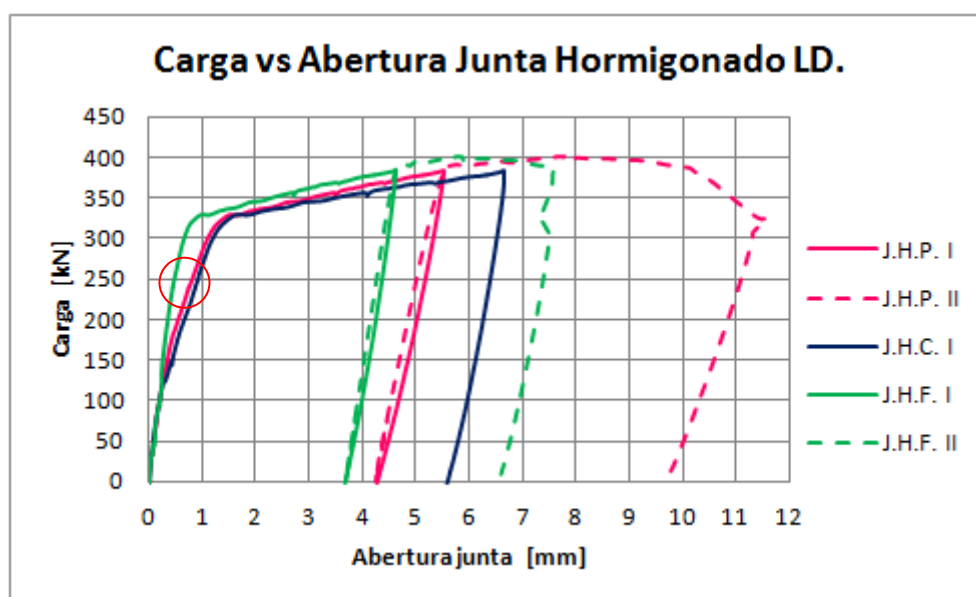


Figura 4. 43. Gráfica Carga vs Abertura de Junta de hormigonado en loseta LD en Etapa I y II de ensayo.

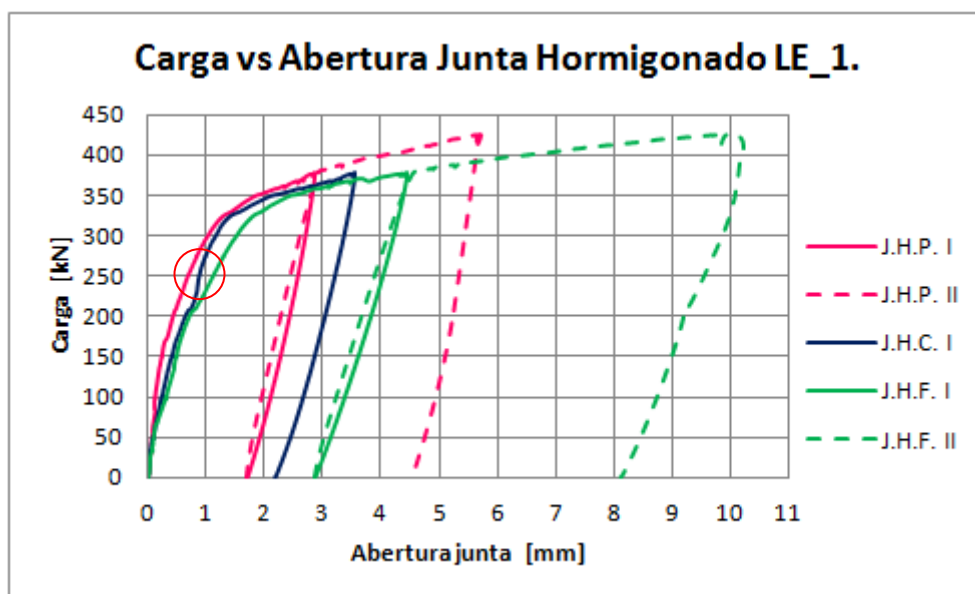


Figura 4. 44. Gráfica Carga vs Abertura de Junta de hormigonado en loseta LE_1 en Etapa I y II de ensayo.

Es posible apreciar en primera instancia en las Figura 4. 42 - Figura 4. 44 que existen variaciones entre las mediciones realizadas en cada uno de los puntos de análisis, no siguiendo un comportamiento similar las fisuras generadas en la cara frontal y posterior.

En Etapa I de ensayo en losetas LR y LD se puede observar que la abertura de junta de hormigonado en el centro de vano es superior a los valores obtenidos en las caras laterales. Puede influir el que la aplicación de carga se realice de manera más centrada y no se refleje en las paredes laterales. A la vez se observa que la abertura de la junta en cara frontal de la sección es inferior a la posterior.

En el caso de la loseta LE_1 se aprecia que no sigue el mismo comportamiento que las otras dos. En este caso la abertura de la junta de hormigonado presenta valores superiores en la cara frontal que en la parte central y en la cara posterior. Esta diferencia con respecto a las otras losetas hace pensar en una incorrecta colocación de la viga de reparto.

Pese a esta situación, se puede observar que los valores alcanzados en la abertura de junta de hormigonado en las losetas LR y LE_1 en Fase I de ensayo son bastante similares (con errores a lo más de 1,1 mm), obteniendo aberturas inferiores en dos de los tres casos la loseta LE_1. Con respecto a la loseta LD se visualiza que las aberturas de junta alcanzadas son considerablemente superiores a las de las otras tipologías.

En la Tabla 4. 19 se puede observar la máxima abertura de junta de hormigonado para una carga de servicio de 250 kN, identificada con un círculo rojo en las Figura 4. 42 - Figura 4. 44.

LOSA	Abertura J.H. [mm]
LR	1,0392
LD	0,9092
LE_1	1,1200

Tabla 4. 19. Máxima Abertura junta de hormigonado para carga de 250 kN.

Es posible apreciar que las tres losetas presenta valores de abertura de junta de hormigonado bastante similares, siendo levemente mayor en LE_1, por lo que resulta posible decir que frente a cargas de servicio la junta de hormigonado de la loseta LE_1 se comporta bastante bien.

En Etapa II de ensayo se aprecia que las losetas LD y LE_1 siguen el mismo comportamiento mostrado en Etapa I, es decir, LD presenta mayor abertura de junta en cara posterior, y LE_1 mayores valores en cara delantera. Sin embargo, LE_1 presenta una mayor dispersión de los valores alcanzados (casi 4 mm), lo que permitiría corroborar la teoría de una incorrecta ubicación de la viga de reparto.

A partir de esto es posible concluir que la ubicación de la junta de hormigonado dentro del esquema estático juega un rol importante, debido a que mientras más cerca se encuentre del punto de aplicación de carga mayor será la abertura asociada. Tal es el caso de la loseta LD en que la junta dista a 200 cm del apoyo, mientras que en las otras dos se ubica a 230 cm.

Para estimar cuán desventajosa vuelve a una sección la ejecución de una junta de hormigonado se comparan los valores obtenidos en los ensayos ⁽²⁴⁾ con valores de abertura de fisura teóricos ⁽²⁵⁾, confeccionándose para ello la Figura 4. 45.

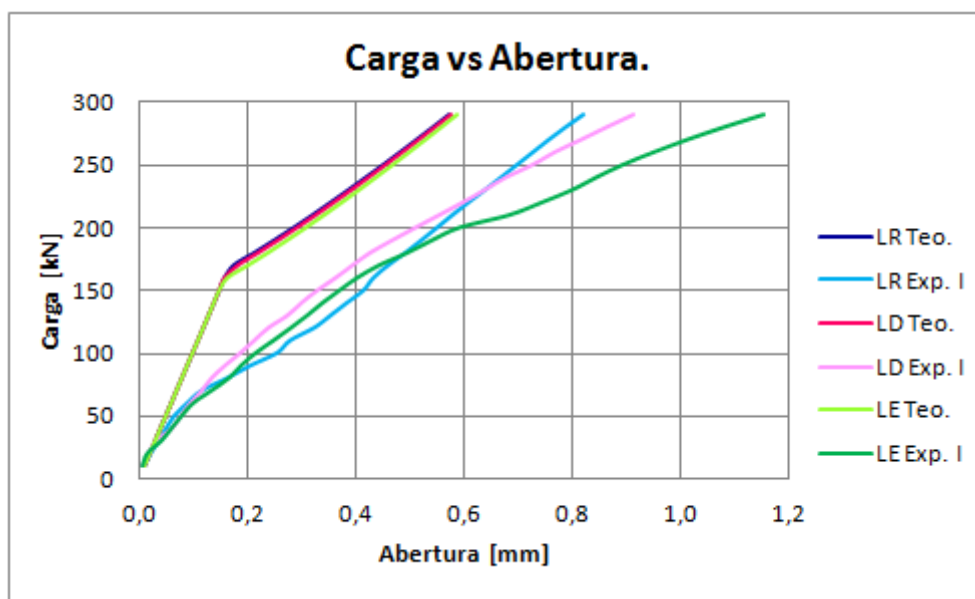


Figura 4. 45. Gráfica Carga – Abertura (de fisura en caso teórico y de junta de hormigonado en Etapa I en caso experimental). ⁽²⁶⁾

Al observar la Figura 4. 45 es posible comprobar la incidencia negativa que ejerce una junta de hormigonado en lo referente a la respuesta en servicio, pues se alcanzan valores de aberturas superiores a los que mediante la teoría se obtendrían, conllevando a mayores deformaciones. Esto se justifica además por la capacidad nula de la junta de hormigonado a resistir tensiones.

En las Figura 4. 46 - Figura 4. 48 se puede observar el aspecto de las juntas de hormigonado en Etapa II de ensayo. Aquí se corrobora el hecho de que se genera una abertura de la junta de hormigonado, además de fisuras en su entorno, que también están siendo medidas por la instrumentación dispuesta.

En la Figura 4. 46 se aprecia que se ha generado una fisura cercana a la junta de hormigonado, la cual en su proyección en altura se une con ésta, permitiendo el desprendimiento de un bloque de hormigón en la zona traccionada.

⁽²⁴⁾ La abertura de junta de hormigonado se considera como el promedio de las mediciones realizadas en la parte de atrás, centro y adelante de las losetas en los ensayos.

⁽²⁵⁾ Los valores de abertura de fisura teóricos se calculan de acuerdo a la EHE 2008 en el ANEJO X: CÁLCULO ABERTURAS DE FISURAS TEÓRICAS..

⁽²⁶⁾ Para graficar la abertura de junta de hormigonado experimental se utiliza el promedio de las mediciones realizadas por los tres TEMPO dispuestos para ello.



Figura 4. 46. Junta de Hormigonado en cara frontal loseta LR una vez finalizada Etapa II de ensayo.

En la Figura 4. 47 se observa que en torno a la junta de hormigonado se generan dos fisuras, las cuales no alcanzan a generar desprendimiento del material (como en el caso LR).

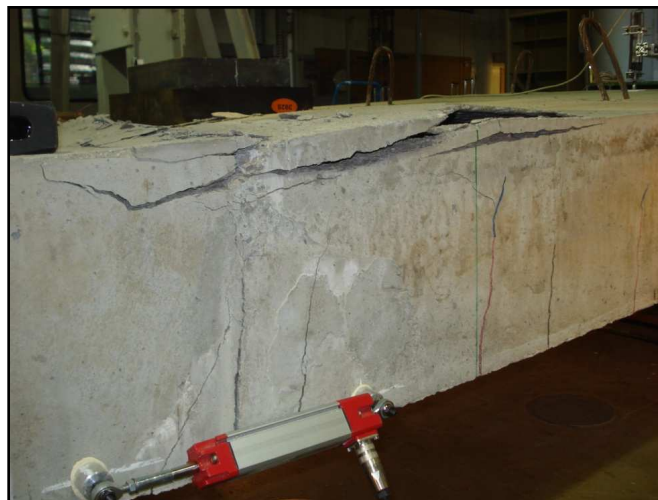


Figura 4. 47. Junta de Hormigonado en cara posterior loseta LD una vez finalizada Etapa II de ensayo.

En la Figura 4. 48 se observa que alrededor de la junta de hormigonado se generan nuevamente dos fisuras, y se genera un pequeño desprendimiento de material fuera de la zona de junta.

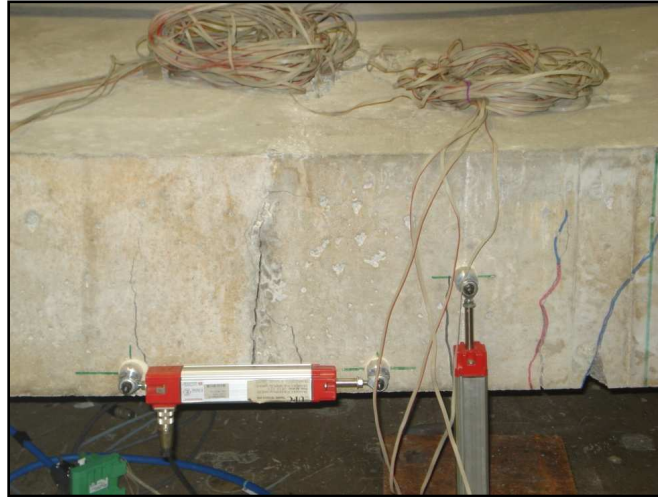


Figura 4. 48. Junta de Hormigonado en cara frontal loseta LE_1 durante Etapa II de ensayo.

En las Figura 4. 49 - Figura 4. 51 se ven las distintas caras de la loseta LR una vez finalizado el ensayo de rotura, apreciándose la rotura por compresión de la capa del hormigón en torno a la junta de hormigonado.



Figura 4. 49. Cara frontal loseta LR una vez finalizada Etapa II de ensayo.



Figura 4. 50. Cara posterior loseta LR una vez finalizada Etapa II de ensayo.



Figura 4. 51. Cara superior loseta LR una vez finalizada Etapa II de ensayo.

En la Figura 4. 52 se aprecia que la fisuración experimentada en la parte inferior de la loseta LR es mucho mayor que la manifestada en las caras laterales, por esta razón tiene sentido que la abertura de la junta de hormigonado alcance valores mayores en dicho sector (cosa que no sucede en la loseta LE_1).



Figura 4. 52. Cara inferior loseta LR una vez finalizada Etapa II de ensayo.

En las Figura 4. 53 y Figura 4. 54 se aprecia que la rotura por compresión de la loseta LD se genera desde la zona de junta de hormigonado (marcada con rojo) hacia la mitad de la loseta que no cuenta con lazo de empalme.



Figura 4. 53. Cara frontal loseta LD una vez finalizada Etapa II de ensayo.



Figura 4. 54. Cara posterior y superior loseta LD una vez finalizada Etapa II de ensayo.

En la Figura 4. 55 y Figura 4. 56 se observa que la rotura en la loseta LE_1 se genera absolutamente fuera de la zona de junta de hormigonado (marcada con rojo), en la zona donde se cuenta con lazo de empalme.



Figura 4. 55. Cara frontal loseta LE_1 una vez finalizada Etapa II de ensayo.



Figura 4. 56. Cara superior loseta LE_1 una vez finalizada Etapa II de ensayo.

En estas figuras es posible apreciar además que el ensayo ha finalizado por rotura por compresión de la capa superior del hormigón, tal como se mencionó con anterioridad.

A continuación se presentan los esquemas de fisuras (Figura 4. 58 - Figura 4. 63) obtenidos en cara frontal y posterior de las tres tipologías de losetas ensayadas estáticamente, utilizándose para ello la nomenclatura mostrada en la Figura 4. 57.

AZUL	fisuras que surgen hasta 50 kN
VERDE	fisuras que surgen entre 50 y 100 kN
ROSA	fisuras que surgen entre 100 y 150 kN
AMARILLO	fisuras que surgen con más de 150 kN

Figura 4. 57. Nomenclatura utilizada en mapa de fisuras.

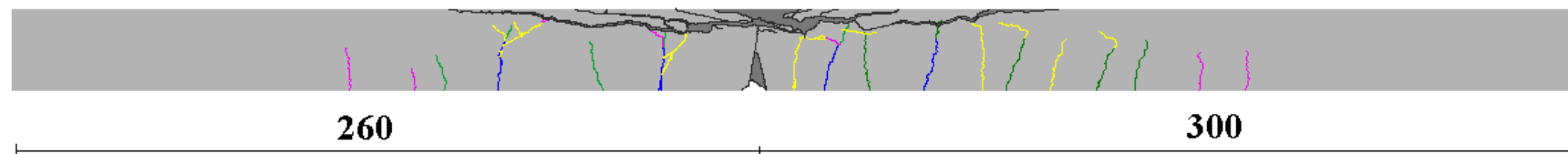


Figura 4. 58. Mapa de fisuras obtenido en cara frontal loseta LR.

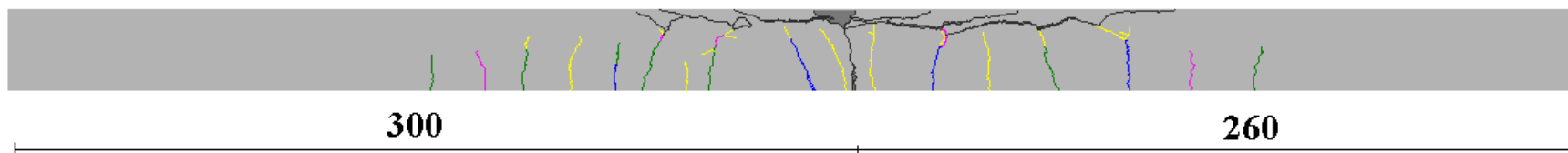


Figura 4. 59. Mapa de fisuras obtenido en cara posterior loseta LR.

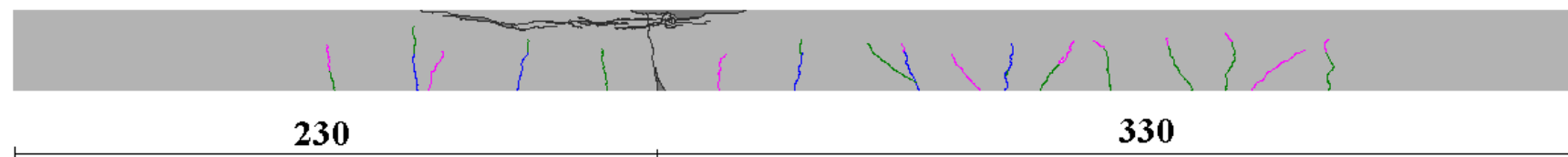


Figura 4. 60. Mapa de fisuras obtenido en cara frontal loseta LD.

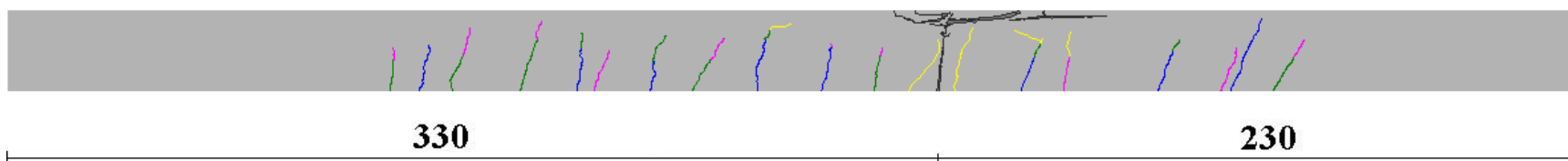


Figura 4. 61. Mapa de fisuras obtenido en cara posterior loseta LD.

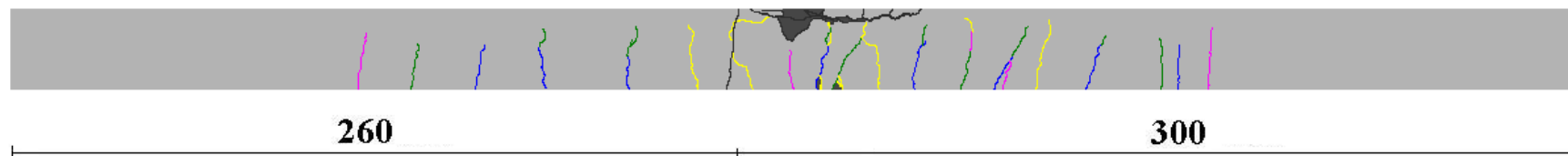


Figura 4. 62. Mapa de fisuras obtenido en cara frontal loseta LE_1.

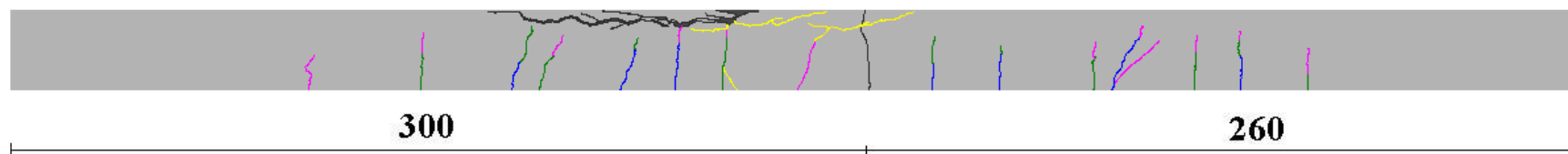


Figura 4. 63. Mapa de fisuras obtenido en cara posterior loseta LE_1.

4.5. CAMPAÑAS DE CARGA DINÁMICA

En esta segunda campaña experimental se someten 5 losetas a la aplicación de una carga cíclica durante un tiempo definido por un número de ciclos. A este tipo de ensayo se le denomina Ensayo de Fatiga. Estas 5 losetas están conformadas por: una Loseta de Referencia (LR), una Loseta DIN (LD) y tres Losetas Experimentales (LE).

En cada uno de estos ensayos los rangos de carga aplicados dependen de los objetivos que se deseen alcanzar. De esta manera es posible describir 5 tipos de ensayos.

a) Ensayo Loseta Referencia (LR):

En este ensayo se somete la estructura a una variación de tensión máxima de $\Delta\sigma = 150$ MPa, buscando demostrar que la estructura resiste $2 \cdot 10^6$ ciclos, tal como lo explicita la [EHE (2008)] (Tabla 2. 23). Además se desea comparar los resultados con la loseta LE_2, específicamente en lo referente a número de ciclos (N), flechas y abertura de junta de hormigonado.

En base a esta variación de tensión, mediante cálculo teórico se obtiene que:

$$Q_{max} = 141 \text{ kN}$$

$$Q_{min} = 50 \text{ kN}$$

b) Ensayo Loseta DIN (LD):

Al igual que en el ensayo de LR se somete la estructura a una variación de tensión máxima de $\Delta\sigma = 150$ MPa, buscando contrastar los resultados con los que se obtienen para la loseta LE_2, especialmente en el ámbito de flechas, abertura de junta de hormigonado y número de ciclos (N).

En base a esta variación de tensión, mediante cálculo teórico se obtiene que:

$$Q_{max} = 141 \text{ kN}$$

$$Q_{min} = 50 \text{ kN}$$

c) Ensayo Loseta Experimental LE_2:

La Normativa [EHE (2008)] plantea una ecuación para la reducción de variación de tensión máxima en el caso de emplearse barras dobladas (Ecuación 2.73). En este ensayo se decide obviar esta restricción y se somete a la estructura a la máxima tensión admisible para el caso de barras mediante adherencia directa. Mediante ensayo se busca conocer el Número de Ciclos (N) que soporta la estructura antes del fallo por fatiga, abertura de junta de hormigonado y flechas.

De esta manera, considerando:

$$\Delta\sigma = 150 \text{ MPa}$$

Se obtiene mediante cálculo teórico:

$$Q_{max} = 141 \text{ kN}$$

$$Q_{min} = 50 \text{ kN}$$

d) Ensayo Loseta Experimental LE_3:

Para ensayos de fatiga las normativas hacen referencia a la variación de tensión máxima a la que se debe encontrar sometida la armadura, pero no existe indicación alguna de los niveles máximos de carga. Por esta razón, en este ensayo se somete la estructura a una variación de

tensión máxima de $\Delta\sigma = 150$ MPa, pero con niveles de carga mayores a los de la loseta LE_2, buscando contrastar resultados de flechas, abertura de junta de hormigonado y número de ciclos (N).

Los niveles de carga utilizados son:

$$Q_{max} = 210 \text{ kN}$$

$$Q_{min} = 119 \text{ kN}$$

e) *Ensayo Loseta Experimental LE_4:*

En este caso se decide utilizar una variación de tensión máxima determinada por los ensayos realizados en [Villalba, S. (2010)] (esquema de flexión simple) para una loseta experimental con diámetro de armadura 20 mm, sometida a ensayo de fatiga. Con esto se busca comparar el número de ciclos (N) que resisten ambas campañas, la flecha obtenida y lo más importante, la incidencia del cortante en la abertura de la junta de hormigonado. En base a lo anterior se considera:

$$\Delta\sigma_{\text{Villalba, S. 2008}} = 127 \text{ MPa}$$

Con esto se obtiene:

$$Q_{max} = 125 \text{ kN}$$

$$Q_{min} = 47 \text{ kN}$$

Es importante destacar que en cada uno de estos casos la aplicación de carga se realiza de forma sinusoidal, modificando la frecuencia en base a las restricciones impuestas por el pórtico de carga. A modo de ejemplo se tiene la Figura 4. 64 que muestra la curva de aplicación de carga en el ensayo LE_2.

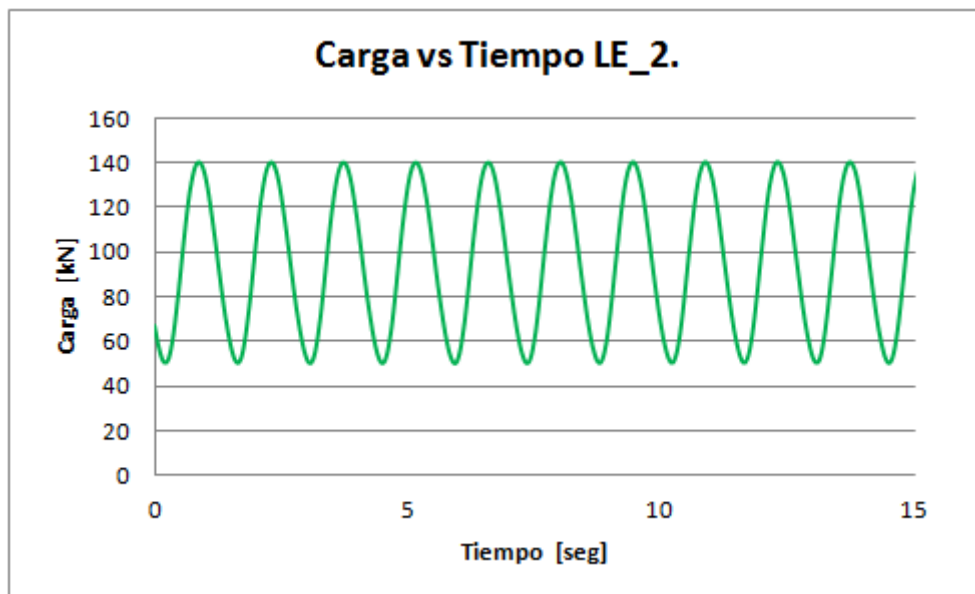


Figura 4. 64. Aplicación de cargas en loseta LE_2.

El tiempo de duración de cada uno de los ensayos está determinado por la resistencia a fatiga de las losas, así como por la frecuencia de aplicación de carga. Con la información obtenida de la instrumentación y de la aplicación de carga es posible confeccionar una serie de gráficas que manifiestan el comportamiento de la estructura.

En esta serie de ensayos no se produce rotura por fatiga en ninguna de las losetas ensayadas, por lo que una vez transcurridos $2 \cdot 10^6$ ciclos se procede a realizar ensayos estáticos de rotura, buscando determinar las características resistentes de las losetas después de haber soportado un número de ciclos (N) de aplicación de carga. De esta manera, es posible visualizar cómo se ven afectadas las propiedades de la sección una vez se someten a la fatiga. Los resultados obtenidos se muestran en gráficas posteriores.

Las principales características resistentes de cada una de las losetas ensayadas se presentan en la Tabla 4. 20.

Tipo Losa	Inercia bruta [mm⁴]	Inercia homogénea [mm⁴]	Inercia fisurada [mm⁴]	Momento Fisuración teórico [kN-m]
LR	3086550000	3235522342	475486409,0	149,07
LD	3086550000	3234082111	472340858,7	150,98
LE_2	3086550000	3240814437	487003622,7	142,35
LE_3	3086550000	3236097905	476742128,5	148,32
LE_4	3086550000	3236797543	478267511,9	147,41

Tabla 4. 20. Características mecánicas Losetas Dinámicas. ⁽²⁷⁾

Al igual que en los ensayos estáticos se deja la viga de reparto apoyada sobre los perfiles metálicos que se encuentran situados sobre los neoprenos, tratando en lo posible que la carga aplicada sea nula. A continuación se efectúa un cero relativo, buscando que las mediciones a partir de este momento sean absolutas. Se procede a aplicar carga de forma manual hasta un valor promedio entre la carga máxima y mínima de cada ensayo a realizar. A partir de este momento se procede a la aplicación de carga sinusoidal tal como se ha descrito con anterioridad.

En base a los objetivos planteados al momento de describir los diferentes ensayos a realizar, es posible establecer 3 etapas comparativas:

1. Loseta LR, LD y LE_2.
2. Loseta LE_2 y LE_3.
3. Loseta LE_4 y Loseta Flexión Simple (L.F.S.) [Villalba, S. (2010)].

Se procede a realizar el análisis por separado de cada uno de estos casos.

Debido a la larga duración de los ensayos realizados, el almacenaje de datos se automatiza para efectuar registros de 30 seg de medición cada una hora de ensayo, obteniéndose al final unas 600 planillas Excel, cuya toma de datos depende de la frecuencia de ensayo. Producto de inconvenientes en el pórtico de carga, cada loseta ha sido ensayada con una frecuencia diferente, por lo que resulta imposible que los resultados obtenidos en las losetas coincidan en la cantidad de ciclos realizados.

4.5.1. Comparación resultados Losetas LR, LD y LE_2

Al igual que en el caso estático se realiza en primera instancia un análisis longitudinal y transversal de las flechas, utilizándose la nomenclatura descrita con anterioridad. En las Figura 4. 65 - Figura 4. 67 se pueden apreciar las variaciones de la flecha máxima longitudinal.

⁽²⁷⁾ El cálculo de las características mecánicas de las losetas se puede visualizar en el ANEJO VII: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS LOSETAS.

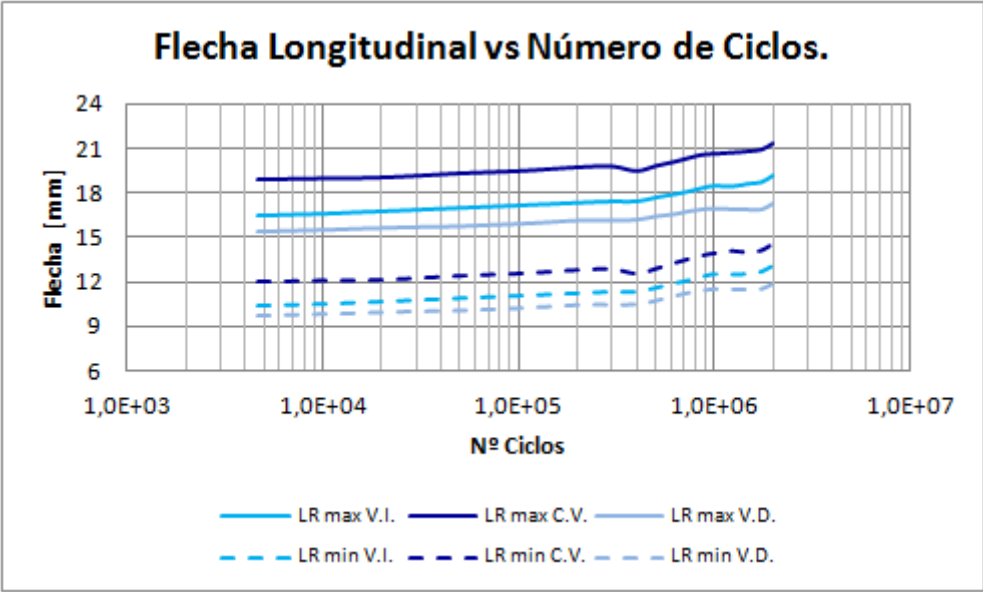


Figura 4. 65. Gráfica Flecha Longitudinal vs N° Ciclos Loseta LR.

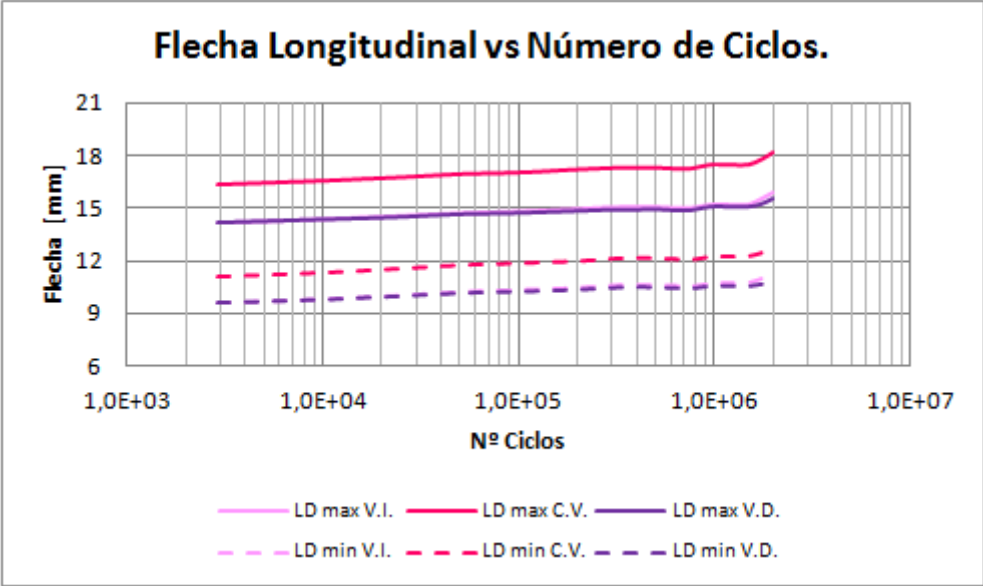


Figura 4. 66. Gráfica Flecha Longitudinal vs N° Ciclos Loseta LD.

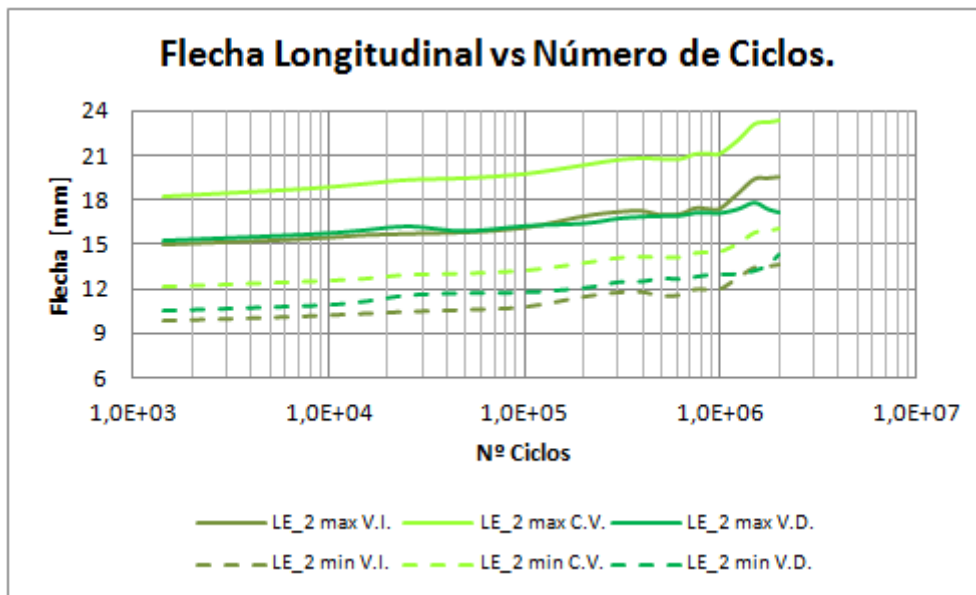


Figura 4. 67. Gráfica Flecha Longitudinal vs N° Ciclos Loseta LE_2.

Al igual que en el caso estático se tiene que la máxima flecha longitudinal ocurre en centro de vano de la sección, existiendo semejanza en las flechas obtenidas en los puntos de aplicación de carga en las losetas LD y LE_2. Esto último hace pensar en una rotura más centrada de las piezas ensayadas.

Como la flecha en centro de vano presenta valores superiores a los registrados en otros puntos, de aquí en adelante sólo se hará referencia a esta última.

En las Figura 4. 68 - Figura 4. 70 se aprecian las variaciones de la flecha máxima transversal.

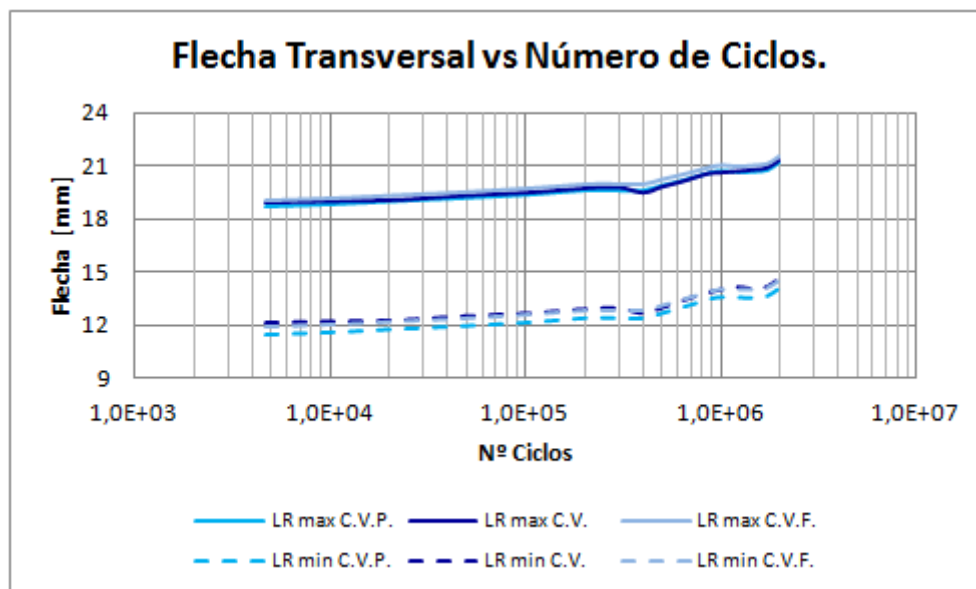


Figura 4. 68. Gráfica Flecha Transversal vs N° Ciclos Loseta LR.

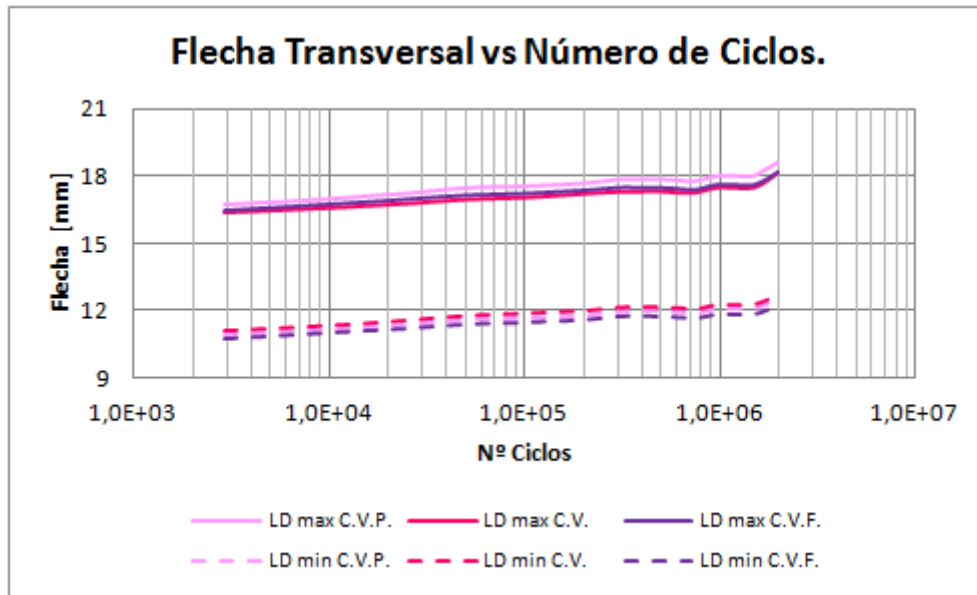


Figura 4. 69. Gráfica Flecha Transversal s N° Ciclos Loseta LD.

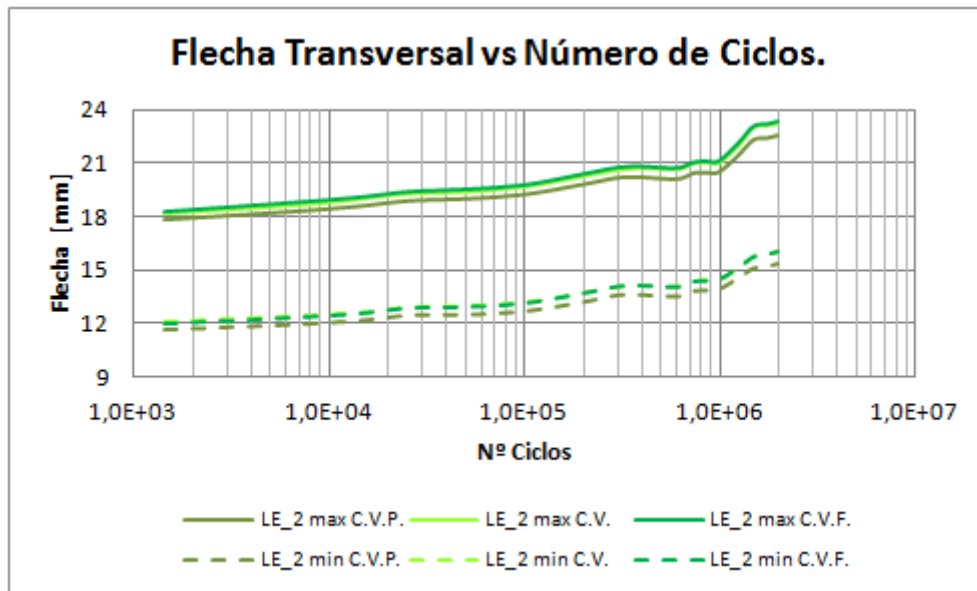


Figura 4. 70. Gráfica Flecha Transversal vs N° Ciclos Loseta LE_2.

La variación de flecha transversal en centro de vano alcanza valores pequeños, los cuales pueden estar asociados a una no centralización de la loseta en el pórtico de carga. Esta variación será omitida (dado su pequeño valor), pudiendo decir que la estructura se comporta como un elemento lineal frente a deformaciones.

En las Figura 4. 71 - Figura 4. 73 se muestra la evolución de la flecha que manifiestan las losetas producto de la aplicación reiterada de carga.

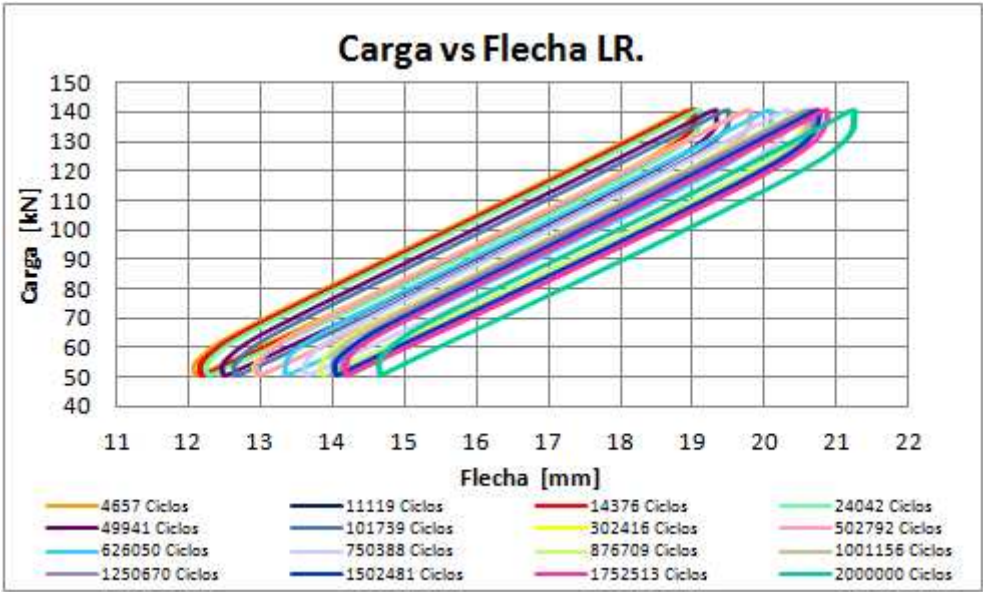


Figura 4. 71. Gráfica Carga vs Flecha Loseta LR. ⁽²⁸⁾

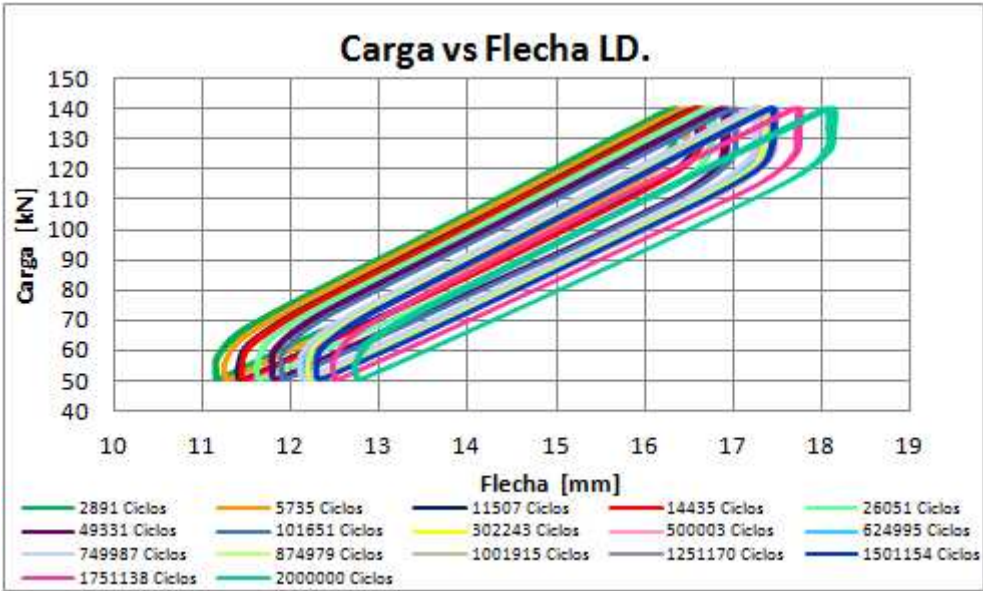


Figura 4. 72. Gráfica Carga vs Flecha Loseta LD.

⁽²⁸⁾ Los datos correspondientes a los primeros ciclos en la loseta LR son eliminados producto de mediciones erróneas.

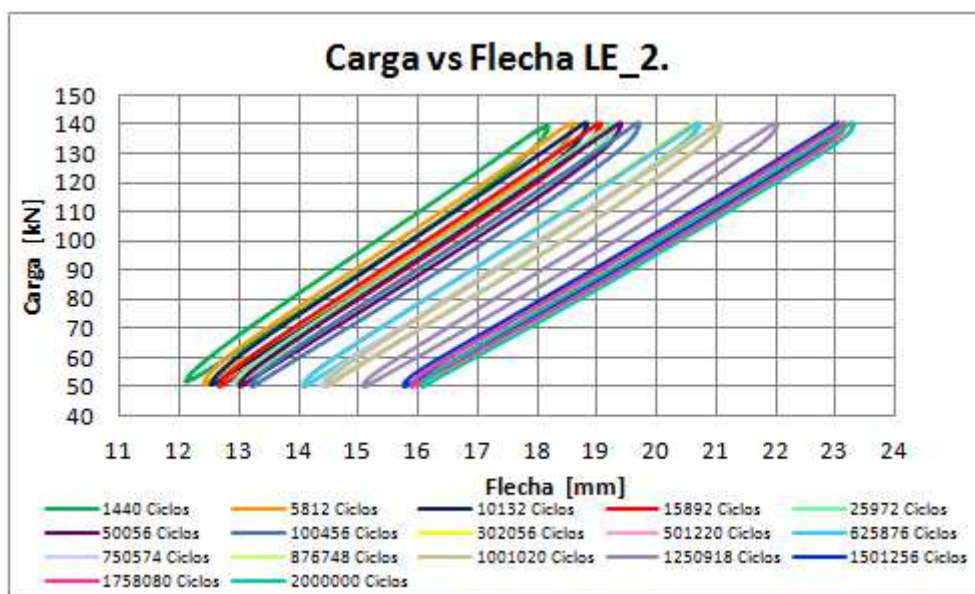


Figura 4. 73. Gráfica Carga vs Flecha Loseta LE_2.

En las Figura 4. 71 - Figura 4. 73 es posible visualizar cómo una carga cíclica en el tiempo incide en un progresivo aumento de la deformación de las losetas, permitiendo corroborar que conlleva al deterioro de la rigidez de la estructura. El aumento de la deformación está directamente relacionado con la propagación de fisuras en el hormigón, una degradación de la adherencia entre acero y hormigón, y el desarrollo de microfisuras.

En la Tabla 4. 21 se resumen los resultados obtenidos para valores cercanos a los 5000 y $2 \cdot 10^6$ ciclos.

Loseta	Nº ciclos	Flecha _{min} [mm]	Flecha _{max} [mm]	ΔFlecha [mm]	ΔFlecha _{min} [mm]	ΔFlecha _{max} [mm]
LR	4657	12,08	18,95	6,87	2,57	2,30
	2000000	14,65	21,25	6,60		
LD	5735	11,25	16,51	5,26	1,48	1,59
	2000000	12,73	18,10	5,37		
LE_2	5812	12,38	18,60	6,22	3,67	4,68
	2000000	16,05	23,28	7,23		

Tabla 4. 21. Flechas 5000 y $2 \cdot 10^6$ de ciclos ensayos dinámicos Losetas LR, LD y LE_2.

Es posible apreciar que al transcurrir aproximadamente 5000 ciclos la loseta LD presenta una flecha mínima inferior a la loseta LR, la cual a la vez es menor que la alcanzada por la loseta LE_2. Ahora, para el mismo número de ciclos, se aprecia que la flecha máxima en la loseta LD sigue siendo menor que la de las otras losetas, pero esta vez la loseta LR sobrepasa a la loseta LE_2. Si se analiza la variación de flecha asociada a los 5000 ciclos se tiene que la loseta LR presenta valores superiores a la loseta LE_2, y muy superiores a LD.

Al analizar los valores obtenidos para $2 \cdot 10^6$ ciclos se obtiene una concordancia entre flechas mínimas y máximas, es decir, en ambos casos los valores alcanzados por la loseta LE_2 exceden a los de la loseta LR, los que a la vez son mayores que los de LD. Como consecuencia se tiene que la variación de flecha existente sigue la misma secuencia ($LE_2 > LR > LD$).

Al observar la variación de flecha obtenida para una misma loseta se aprecia que en las losetas LD y LE_2 se alcanzan valores mayores en los $2 \cdot 10^6$ ciclos (respecto a los 5000), lo cual tendría sentido pues reflejaría la degradación de las propiedades del material producto de la

aplicación de una carga reiterada. En la loseta LR no ocurre esta situación, es decir, la variación de flecha en los 5000 ciclos alcanza valores superiores a los manifestados en los 2000000 de ciclos, lo cual resulta difícil de explicar; por esta razón se cree que se ha cometido algún error en la medición asociada a este valor.

Si se analiza la variación de flecha mínima (obtenida mediante la diferencia de flechas mínimas en $2 \cdot 10^6$ y 5000 ciclos) se observa que los valores alcanzados por la loseta LD son menores que los de LR, los que a la vez son inferiores a los de LE_2. Para la variación de flecha máxima (análoga al caso mínima) se sigue la misma secuencia, es decir $LE_2 > LR > LD$. Se aprecia además que existe un mayor distanciamiento entre las flechas máximas que en las mínimas (salvo caso de LR).

En la Figura 4. 74 se puede apreciar la evolución de flechas máximas y mínimas en centro de vano para las losetas LR, LD y LE_2 en función del número de ciclos.

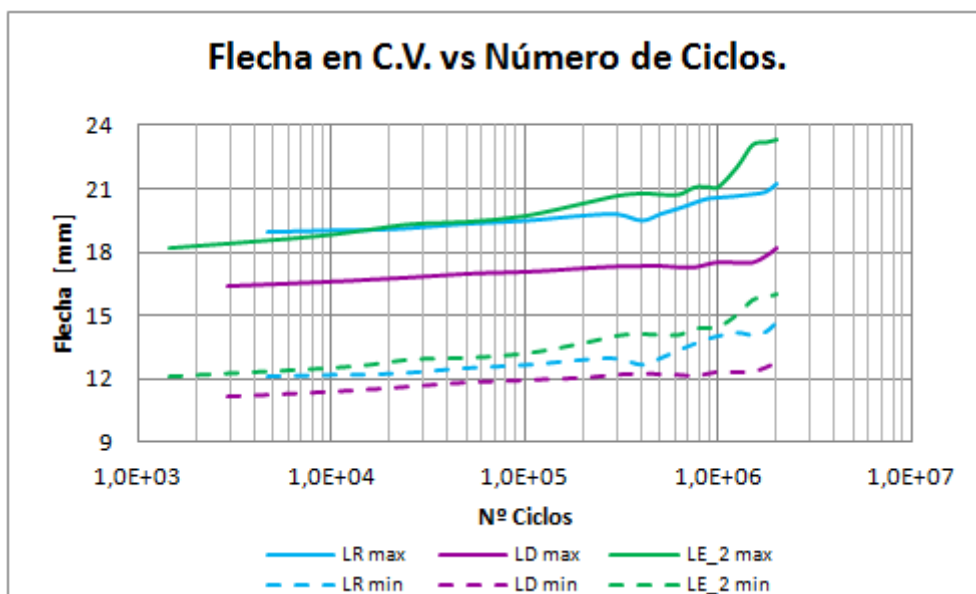


Figura 4. 74. Gráfica Flecha Máxima y Mínima Promedio en centro de vano vs N° Ciclos Losetas LR, LD y LE_2.

En concordancia con lo explicado anteriormente se observa que, salvo antes de los 110000 ciclos, los valores alcanzados en flecha máxima y mínima en la loseta LE_2 exceden a los de la loseta LR y en mayor cantidad a los de la loseta LD. De esta manera, es posible decir en términos generales que para mismos niveles de carga se tiene que la loseta experimental presenta una mejor ductilidad que las otras dos, pero flechas superiores a las de una sección con armadura continua.

Para estudiar el comportamiento de la abertura promedio de junta de hormigonado se confecciona la Figura 4. 75.

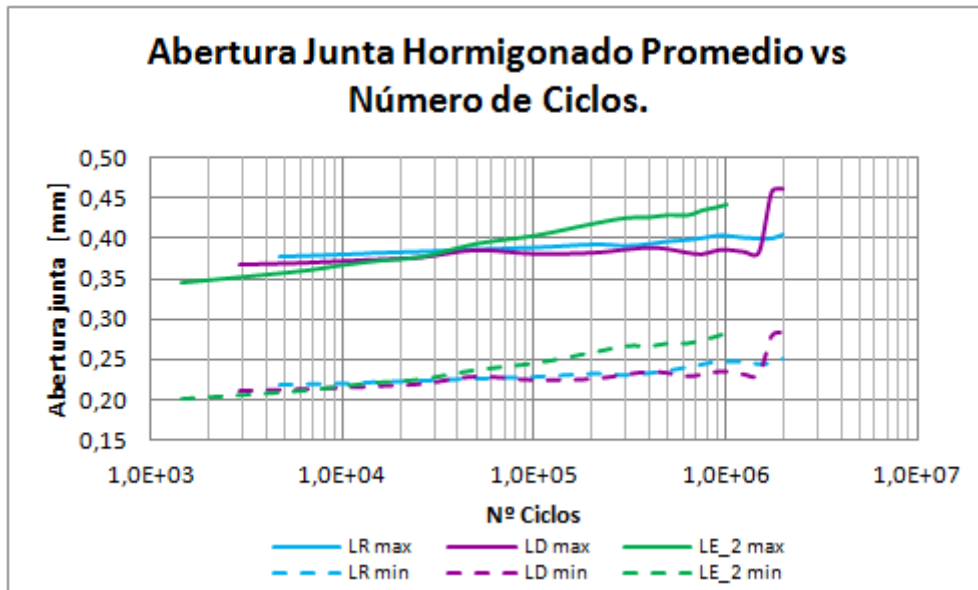


Figura 4. 75. Gráfica Abertura Junta de Hormigonado Promedio Máxima y Mínima vs N° Ciclos Losetas LR, LD y LE_2.

Es importante destacar que en el caso de la loseta LE_2 no se cuenta con datos fidedignos de los últimos $1 \cdot 10^6$ ciclos, razón por la cual se decide eliminar dichos datos.

En la Figura 4. 75 se puede apreciar que la abertura de junta asociada a la loseta LR alcanza valores superiores a los de la loseta LD, salvo los $3 \cdot 10^5$ ciclos últimos, donde LD presenta un abrupto incremento. En lo referente a la loseta LE_2 se puede decir que en los primeros 40000 ciclos alcanza valores inferiores a las otras tipologías, pero es a partir de este punto donde se presenta un incremento constante a medida que aumentan los ciclos de aplicación de carga.

En primera instancia se procede a comparar la respuesta de las armaduras en las distintas tipologías, asumiendo, al igual que en los ensayos estáticos, que la deformación experimentada en una barra es equivalente al promedio de las deformaciones de las barras que componen el lazo de empalme, es decir: Deformación Barra 2 = Promedio Deformación (Barra 2.a + Barra 2.b). Los resultados obtenidos se aprecian en las Figura 4. 76 - Figura 4. 78, donde además se destaca la deformación asociada al límite elástico y plástico.

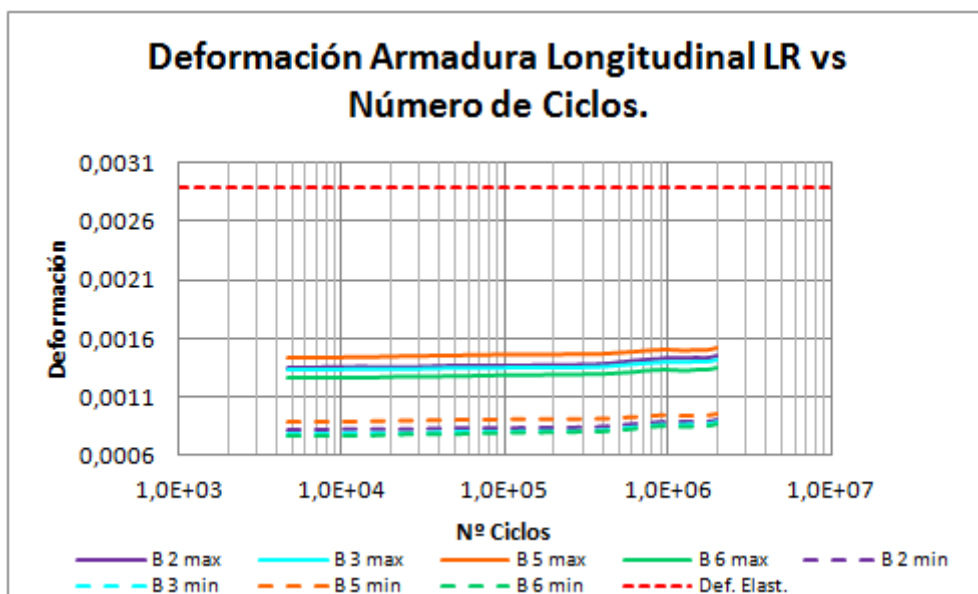


Figura 4. 76. Deformación armadura longitudinal vs N° Ciclos Loseta LR.

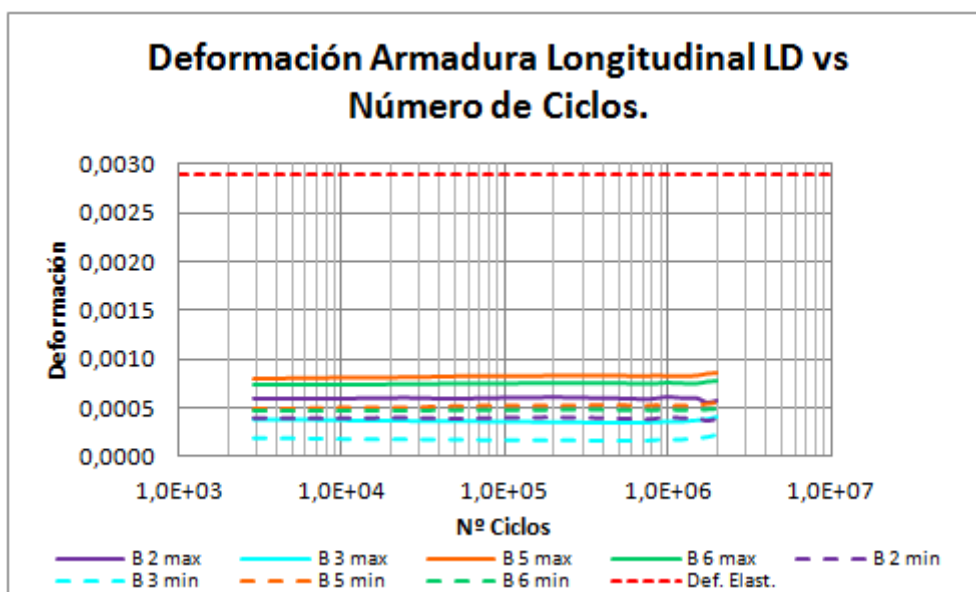


Figura 4. 77. Deformación armadura longitudinal vs N° Ciclos Loseta LD.

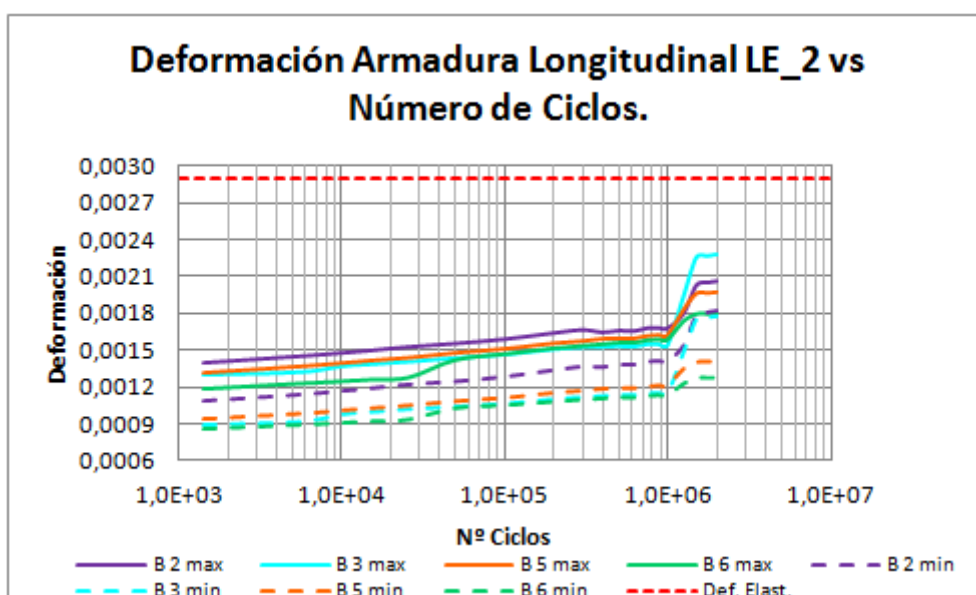


Figura 4. 78. Deformación armadura longitudinal vs N° Ciclos Loseta LE_2.

En términos generales se observa que las máximas y mínimas deformaciones promedio en la loseta experimental (LE_2) sobrepasan con creces a las alcanzadas por LR y más aún a las de LD.

Se aprecia también que la loseta LE_2 presenta un abrupto incremento de deformación en los últimos $1 \cdot 10^6$ ciclos, cosa que no sucede en las otras tipologías. Esto permitiría pensar que si se hubiese aumentado el número de ciclos de los ensayos, la loseta LE_2 habría excedido el límite elástico, pudiendo provocar el fallo por fatiga de la sección.

Para poder establecer una mayor comparación entre las deformaciones obtenidas en las distintas armaduras componentes de las losetas se procede a realizar una análisis por barra, confeccionándose para ello las Figura 4. 79 - Figura 4. 82.

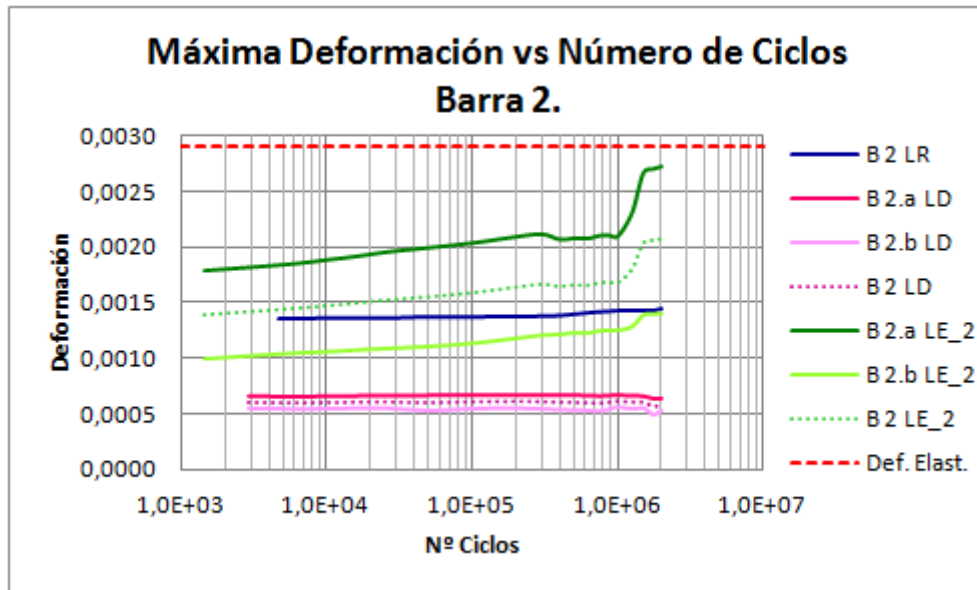


Figura 4. 79. Gráfica Máxima Deformación Armadura Longitudinal barra 2 vs Nº Ciclos.

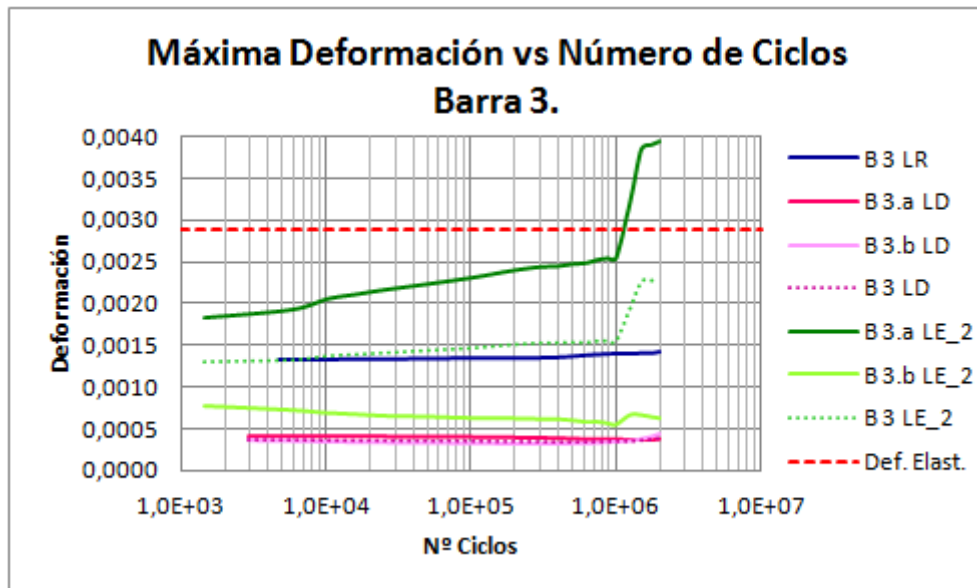


Figura 4. 80. Gráfica Máxima Deformación Armadura Longitudinal barra 3 vs Nº Ciclos.

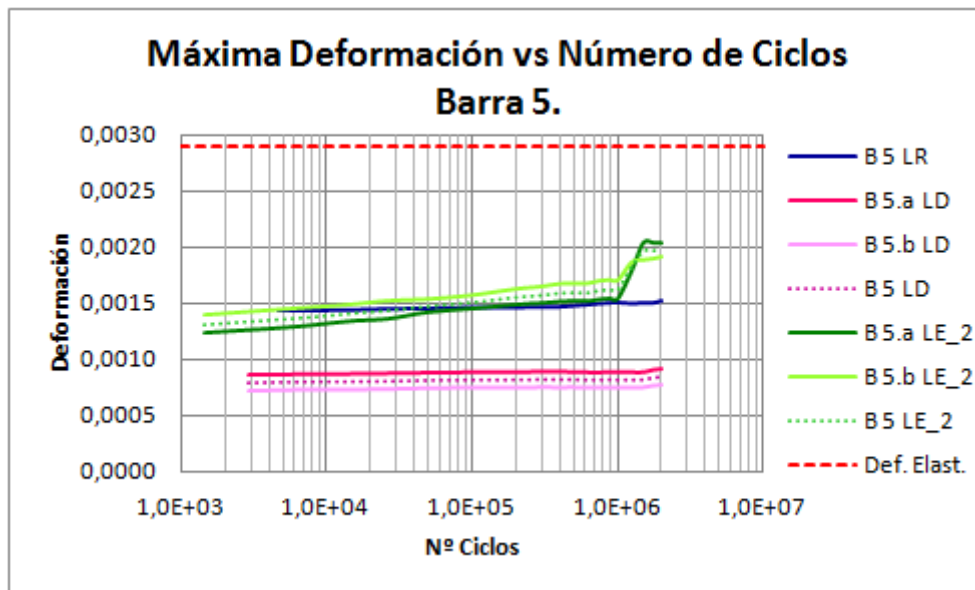


Figura 4. 81. Gráfica Máxima Deformación Armadura Longitudinal barra 5 vs N° Ciclos.

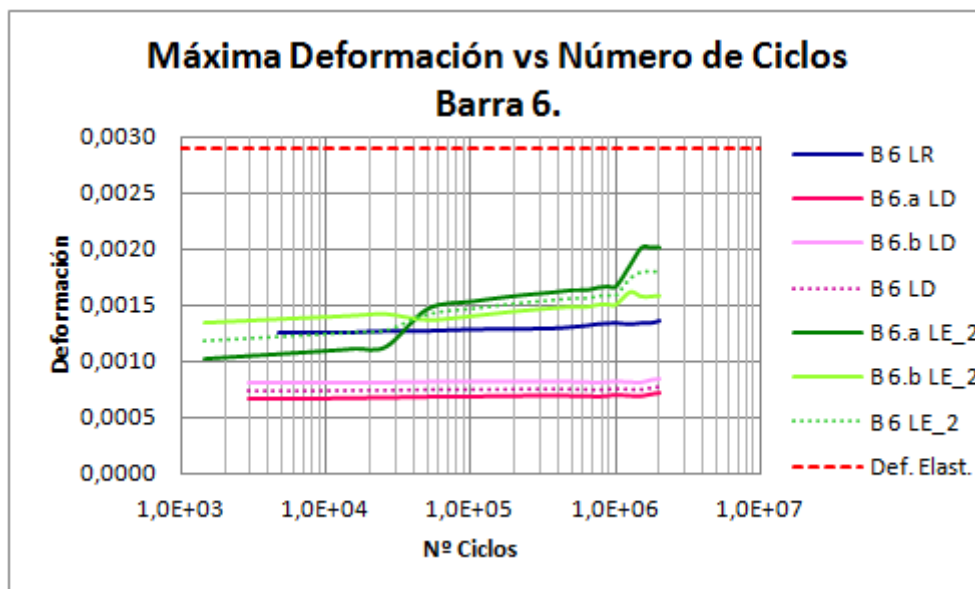


Figura 4. 82. Gráfica Máxima Deformación Armadura Longitudinal barra 6 vs N° Ciclos.

Con respecto a las deformaciones apreciadas (Figura 4. 79 - Figura 4. 82) se puede decir que:

1. En general se aprecia que la armadura de la loseta LD deforma menos que la de las otras tipologías, mientras que las deformaciones de la armadura de LR se encuentran comprendidas dentro de las experimentadas por las barras “a” o “b” de la loseta LE_2 (ej: deformación 2.a-LE > 2-LR > 2.b-LE).
2. En las losetas LD y LE_2 se observa que las deformaciones experimentadas por las barras “a” suelen ser mayores que las “b”, salvo en el caso de la barra 5 donde en general se da el caso inverso (“b” > “a”) y la barra 6 donde se repite esta situación en los primeros 40000 ciclos de ensayo.
3. Se observa que las deformaciones experimentadas por las armaduras se encuentran comprendidas dentro del rango elástico, excepto en la barra 3.a de la loseta LE_2, alcanzando en $1,25 \cdot 10^6$ ciclos el tramo de fluencia.

De esta manera, al igual que en el caso estático es posible decir que:

- Loseta LR presenta deformaciones menores que LE_2 producto de una mejor continuidad en la armadura, pero a la vez mayores deformaciones que LD producto de la cercanía de las bandas instrumentadas con la junta de hormigonado.
- La loseta LD presenta deformaciones inferiores a las otras dos producto del mayor desarrollo de empalme, a la vez que las bandas instrumentadas se encuentran más alejadas de la junta de hormigonado.
- Loseta LE_2 podría presentar mayores deformaciones producto de la cercanía existente entre las bandas instrumentadas y la junta de hormigonado, así como por el menor desarrollo del lazo de empalme.

En base a estos resultados es posible decir que asumir la deformación de una barra como el promedio de las deformaciones de las componentes del lazo de empalme podría llevar a errores dada la diversidad existente en las mediciones realizadas por la componente “a” y “b”, pudiendo haber alcanzado una de ellas el límite elástico y la otra no, generando un promedio muy por debajo de este valor (Figura 4. 80). Esto se visualiza en las Figura 4. 79 - Figura 4. 82 donde la deformación promedio de dos barras aparece con una línea segmentada.

Para conocer el comportamiento de las bandas extensométricas transversales dispuestas en losetas LD y LE_2 se confeccionan las Figura 4. 83 y Figura 4. 84.

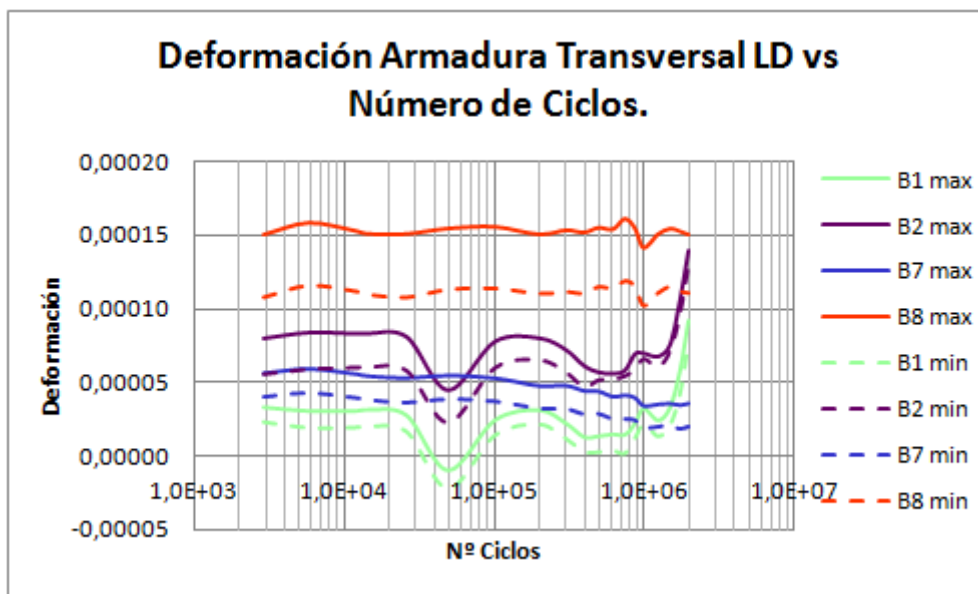


Figura 4. 83. Gráfica Deformación Armadura Transversal vs N° Ciclos Loseta LD.

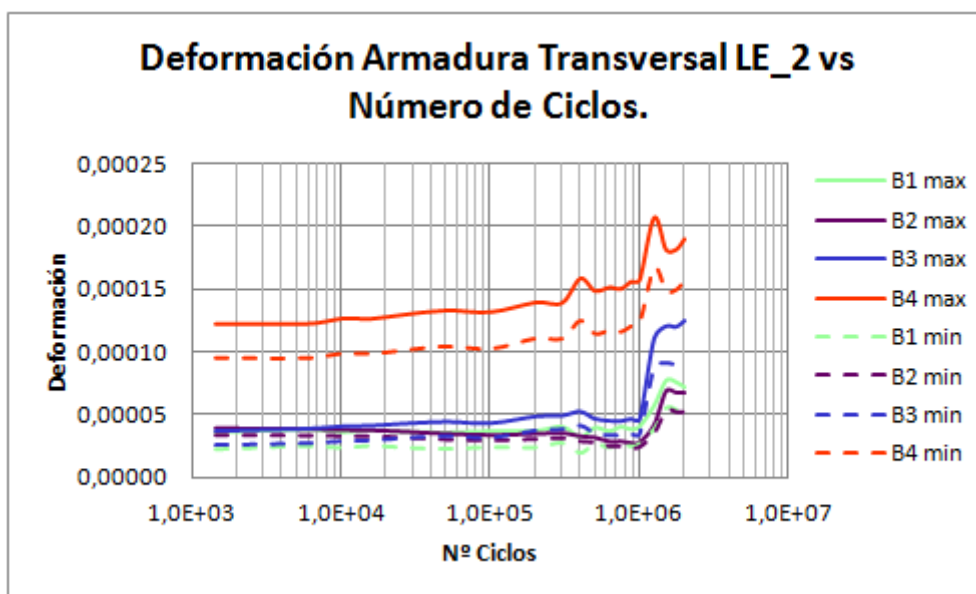


Figura 4. 84. Gráfica Deformación Armadura Transversal vs N° Ciclos Loseta LE_2.

Es posible apreciar (Figura 4. 83 y Figura 4. 84) que en ambas losetas las bandas extensométricas dispuestas transversalmente presentan comportamientos dentro del rango elástico, con valores muy inferiores a los experimentados longitudinalmente. Sin embargo, se verifica que toman parte de la carga experimentada durante el ensayo, manifestándose incrementos en la deformación transversal cuando ocurren aumentos en la deformación longitudinal. De esta manera, se aprecia un incremento en los últimos $2 \cdot 10^5$ ciclos en la loseta LD y una variación considerable (con aumentos y descensos) en la loseta LE_2 a partir de $1 \cdot 10^6$ ciclos.

Al no presentarse rotura durante los ciclos de fatiga se realiza un ensayo de rotura por carga estática. En la Tabla 4. 22 se pueden observar las cargas máximas obtenidas en los ensayos, así como el porcentaje de variación experimentado respecto a la teoría.

Tipo Losa	f_{ck} [MPa]	Q_{ult} teórica [kN]	Q_{ult} experimental [kN]	Variación [%]
LR	81,43	315,00	403,24	28,01
LD	83,52	315,06	370,17	17,49
LE_2	74,25	314,77	302,07	-4,04

Tabla 4. 22. Comparación cargas teóricas y de ensayo Losetas LR, LD y LE_2. ⁽²⁹⁾

Al igual que en el caso estático, se aprecia en la Tabla 4. 22 que las cargas últimas alcanzadas por las losetas LR y LD exceden considerablemente el valor teórico de carga última. Mientras que en el caso de la Loseta LE_2 se presenta una carga de rotura inferior a la determinada mediante la teoría. Esto permite pensar que la loseta LE_2 ha resultado más dañada que las otras durante la campaña de carga dinámica.

Para conocer el porcentaje de variación que experimentan respecto a las cargas últimas estáticas se confecciona la Tabla 4. 23.

⁽²⁹⁾ El cálculo de la carga última teórica se realiza considerando la contribución de la armadura de compresión y descartando el peso propio de la sección. Su cálculo se puede apreciar en el ANEJO VIII: CÁLCULO CARGAS TEÓRICAS DE ROTURA.

Loseta	$Q_{ult \text{ exp estática}}$ [kN]	$Q_{ult \text{ exp dinámica}}$ [kN]	$\frac{Q_{ult \text{ exp dinámica}}}{Q_{ult \text{ exp estática}}}$ [%]
LR	420,74	403,24	95,84
LD	400,37	370,17	92,46
LE_2	425,38	302,07	71,01

Tabla 4. 23. Comparación cargas de rotura campañas estáticas y posteriores a campañas dinámicas.

Es posible apreciar en la Tabla 4. 23 que en los tres casos se produce una reducción de la carga última de rotura una vez finalizada la campaña dinámica, con lo que se corrobora que producto de la aplicación de reiterados ciclos de carga disminuye la capacidad de una pieza de hormigón armado. Al observar además el porcentaje de relación entre carga última una vez finalizado el ensayo dinámico y carga última estática, se observa que la loseta LE_2 presenta casi un 29% de reducción, con lo cual se corrobora que experimenta un mayor daño que las otras tipologías.

En la Figura 4. 85 se puede apreciar la evolución de flecha en las tres tipologías durante rotura. Es importante destacar que para una carga nula se tiene una cierta flecha debido al remanente existente una vez finalizados los ensayos dinámicos.

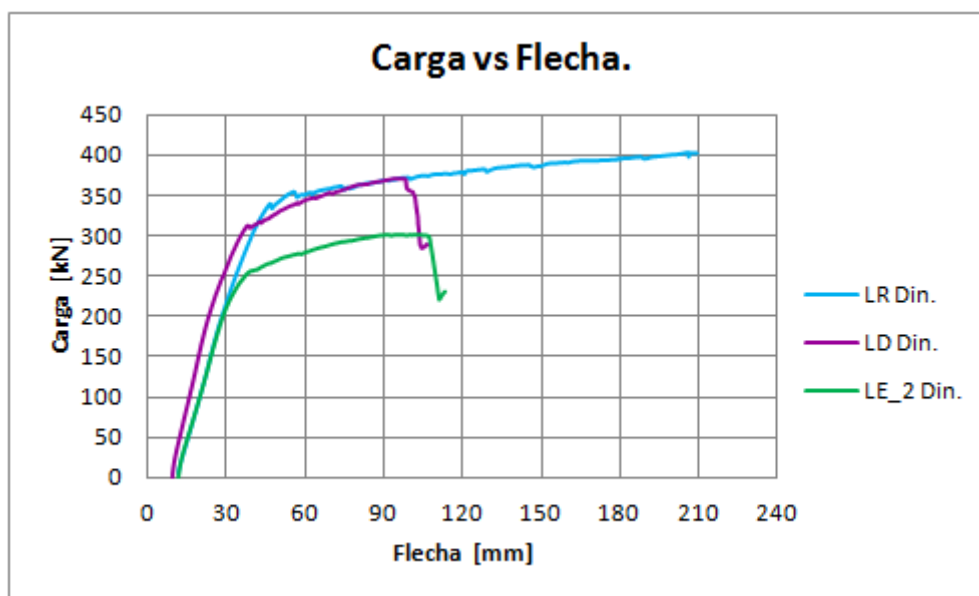


Figura 4. 85. Gráfica Carga vs Flecha en centro de vano para ensayo de Rotura Losetas LR, LD y LE_2 luego de carga dinámica.

En la Figura 4. 85 se puede apreciar que la loseta LR tras $2 \cdot 10^6$ ciclos presenta flechas considerablemente mayores que las otras tipologías (209,46 mm). Se observa además que la loseta LE_2 a pesar de alcanzar niveles de carga inferiores a las otras tipologías presenta una flecha de 113,33 mm, que resulta mayor a los 106,84 mm alcanzados por LD.

Hasta los 250 kN las losetas LR y LE_2 presentan un comportamiento muy similar, mientras que LD difiere en poca medida en las flechas alcanzadas. Es a partir de este punto donde se aprecia una diferenciación en los resultados obtenidos, destacándose que LD presenta un comportamiento similar a LR, presentando una carga de rotura inferior y a una flecha menor. Sin embargo, para LE_2 se aprecia que una misma flecha (ejemplo 90 mm) es alcanzada a niveles de carga inferiores, lo cual corrobora una vez más el nivel de daño que manifiesta la estructura luego de los ciclos de carga dinámica.

De esta manera, es posible decir una vez más que existen problemas por excesivas flechas asociadas a la loseta experimental.

Para establecer una comparación entre los resultados de flechas obtenidas en campaña estática y finalizada campaña dinámica se tienen las Figura 4. 86 - Figura 4. 88. Es importante recordar que en campaña estática no existe registro de flecha en rotura en loseta LR, pero si se cuenta con una flecha propuesta.

Buscando comparar plenamente las curvas se decide omitir las flechas remanentes existentes. En la nomenclatura utilizada Est hace referencia a ensayos de rotura en campaña estática (Etapa I y II) y Din a ensayos posteriores a campaña dinámica.

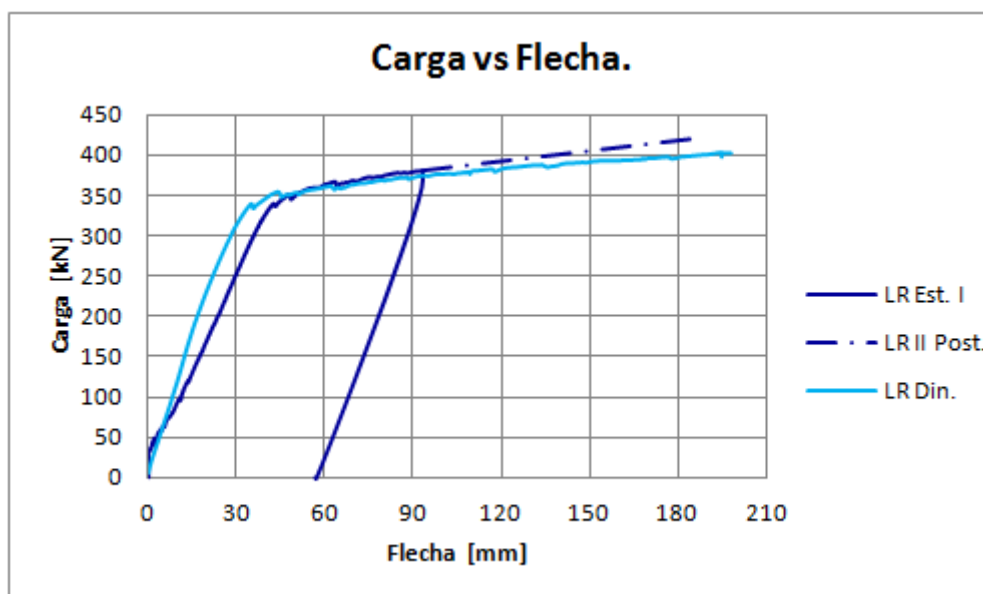


Figura 4. 86. Gráfica de comparación Carga vs Flecha en rotura bajo carga estática (Etapa I) y postulado en Etapa II y luego de carga dinámica Loseta LR.

En la Figura 4. 86 se observa que para niveles de carga inferiores a los 350 kN para una misma carga existe una flecha mayor en el caso estático, pero a partir de este momento para una misma carga la loseta sometida previamente a carga cíclica presenta flechas levemente mayores. Para alcanzar mismos niveles de flecha (ejemplo 90 mm) en la loseta ensayada estáticamente se requiere un nivel de carga levemente mayor debido a que la estructura se encuentra menos dañada que la ya ensayada dinámicamente. Con respecto a la flecha máxima alcanzada se prefiere no hacer ninguna aseveración, pues es importante destacar que la flecha máxima alcanzada en Etapa II de campaña estática se obtiene mediante una postulación descrita con anterioridad.

De manera similar, en la Figura 4. 87 se aprecia que para niveles de carga inferiores a los 340 kN para una misma carga existe una flecha mayor en el caso estático, pero es a partir de este momento y hasta aproximadamente los 370 kN cuando para una misma carga la loseta sometida previamente a carga cíclica presenta flechas levemente mayores. Para alcanzar mismos niveles de flecha (ejemplo 70 mm) en la loseta ensayada estáticamente se requerirá un nivel de carga levemente mayor debido a que la estructura se encuentra menos dañada que la ya ensayada dinámicamente. Finalmente, los niveles de flecha alcanzados dinámicamente son considerablemente inferiores a los estáticos (teniendo presente que no se han considerado los remanentes dinámicos).

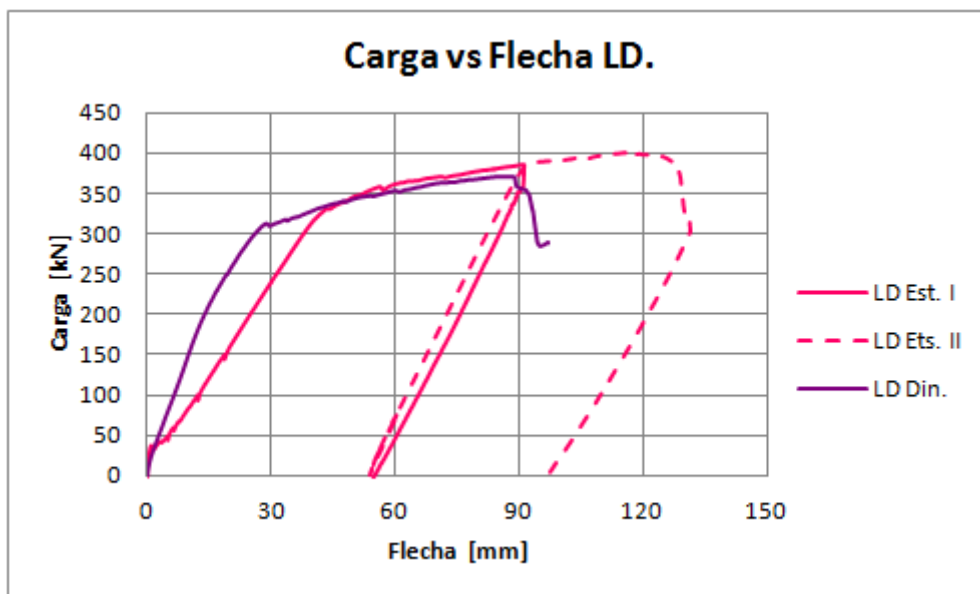


Figura 4. 87. Gráfica de comparación Carga vs Flecha en rotura bajo carga estática (Etapa I y II) y luego de carga dinámica Loseta LD.

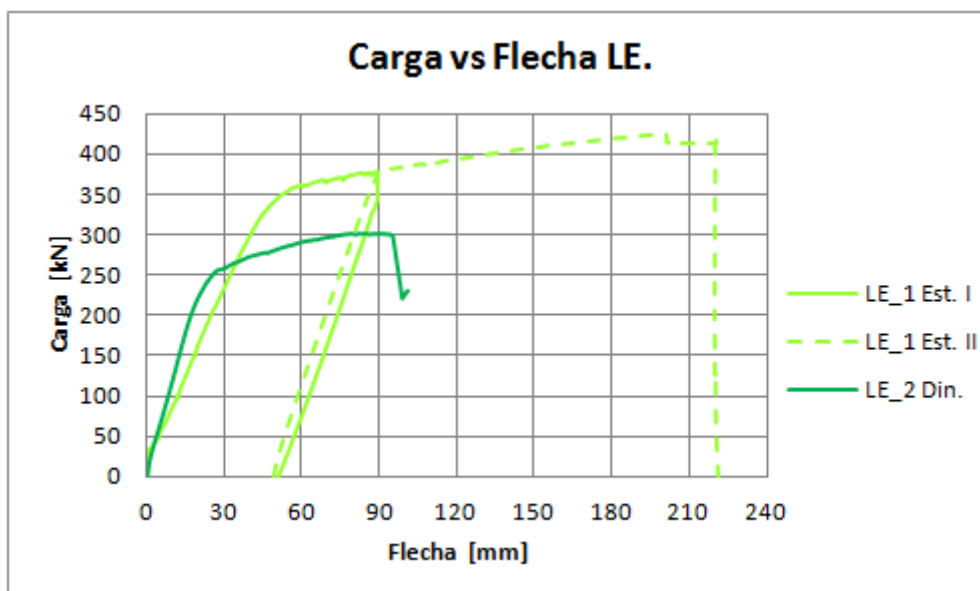


Figura 4. 88. Gráfica de comparación Carga vs Flecha en rotura bajo carga estática (Etapa I y II) y luego de carga dinámica Loseta LE.

Análogamente, la Figura 4. 88 muestra el mismo comportamiento para niveles de carga inferiores a los 260 kN, es decir la flecha de la loseta ensayada estáticamente excede a la de la ensayada dinámicamente previamente. A partir de este instante y hasta los 300 kN se tiene que la loseta dinámica presenta mayores flechas. Al igual que en las otras losetas, para alcanzar mismos niveles de flecha (ejemplo 90 mm) se requieren mayores niveles de carga en la loseta ensayada estáticamente, debido a que la dinámica presenta un daño irreparable producto de la aplicación continua de carga. Finalmente, al igual que lo que ocurre en LD, los niveles de flecha alcanzados dinámicamente son considerablemente inferiores a los estáticos (teniendo presente que se han descontado los remanentes dinámicos).

Al comparar las flechas dinámicas de las losetas LD y LE_2 se aprecia que son del orden de los 90 mm, siendo levemente mayor en la loseta experimental, pero muy inferior a la alcanzada por la LR (200 mm). Esto permite pensar que el hecho de disponer un empalme reduce considerablemente la respuesta de una sección sometida a fatiga (cargas y flechas inferiores).

En la Figura 4. 89 - Figura 4. 90 se aprecia la variación de la abertura de junta de hormigonado durante los ensayos de rotura para las losetas LR y LD, pues los datos de la loseta LE_2 presentan valores erróneos, razón por la cual se decide omitirlos.

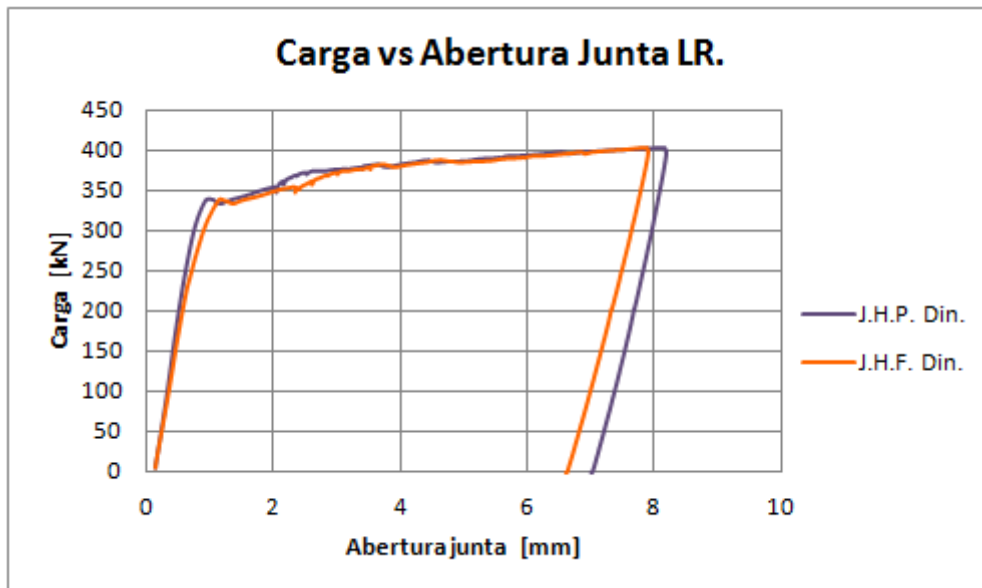


Figura 4. 89. Gráfica Carga vs Abertura de Junta de hormigonado en rotura Loseta LR después de carga dinámica.

Se aprecia en la Figura 4. 89 que la abertura de junta de hormigonado en cara frontal y posterior difiere en pequeña magnitud (menos de 0,5 mm).

En la Figura 4. 90 se puede observar que los valores de la abertura de junta de hormigonado en LD en la cara frontal (10 mm) y posterior (18 mm) difieren considerablemente. Sin importar esta variación, es posible decir que al compararse con la loseta LR se tiene en general aberturas de junta de hormigonado mayores frente a niveles de carga similares.

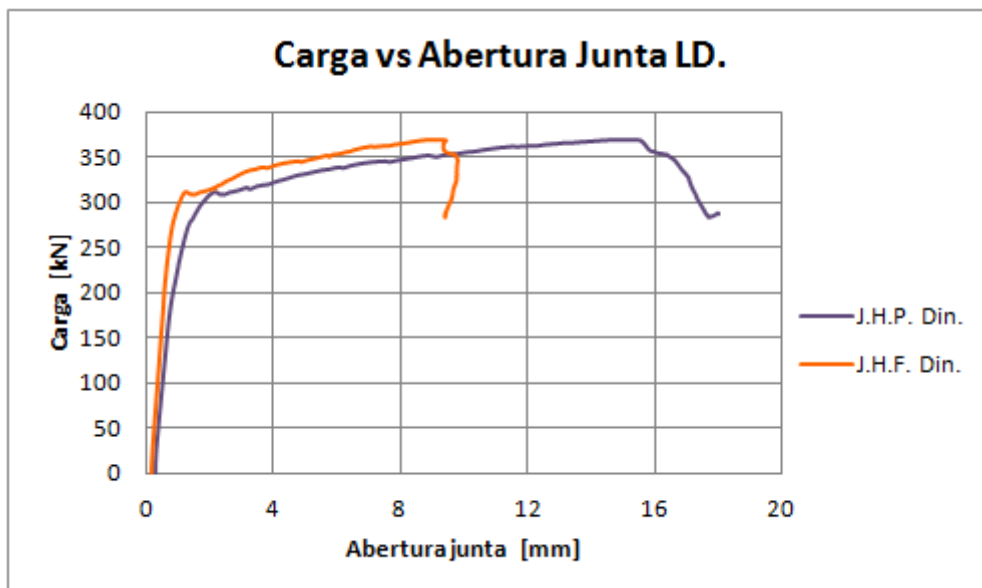


Figura 4. 90. Gráfica Carga vs Abertura de Junta de hormigonado en rotura Loseta LD después de carga dinámica.

En base a los resultados obtenidos se pretende realizar una comparación de aberturas de junta de hormigonado en rotura en campaña estática y luego de campaña dinámica. Por problemas presentados con el equipamiento es imposible realizarlo plenamente para las losetas LR y LE_2, producto que en la primera no se tienen datos de la segunda etapa de la rotura estática y en la segunda no se tienen datos de la rotura dinámica. Así se confeccionan las Figura 4. 91 y Figura

4. 92, donde Est hace referencia a rotura estática, I y II etapas de ensayo, y Din a rotura una vez finalizada campaña dinámica.

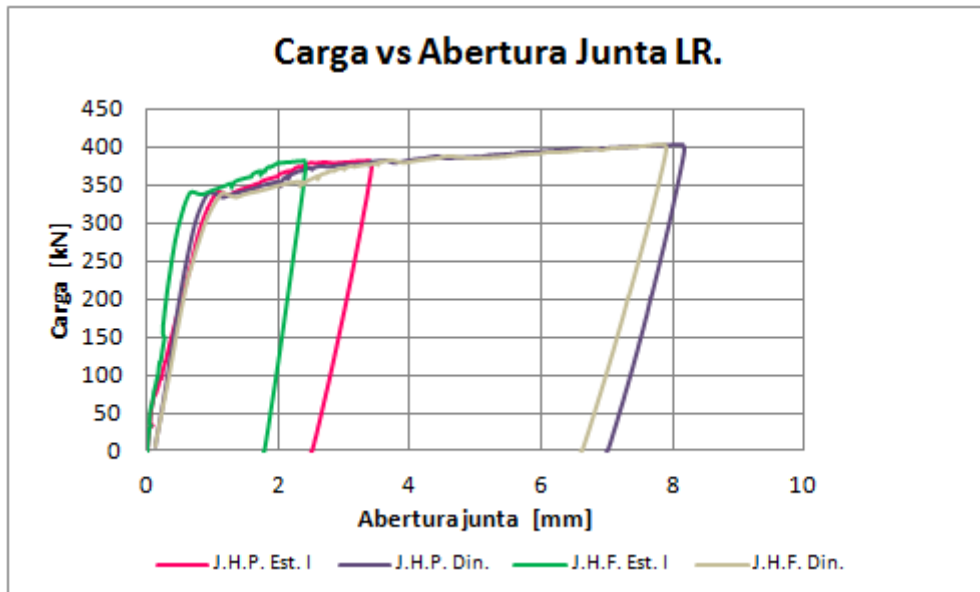


Figura 4. 91. Gráfica de comparación Carga vs Abertura de Junta de hormigonado en rotura bajo carga estática (Etapa I) y luego de carga dinámica Loseta LR.

Tal como es de esperarse, en la Figura 4. 91 se aprecia para LR que la abertura de junta asociada al ensayo de rotura una vez finalizado el ensayo dinámico alcanza valores mayores a los manifestados durante la I Etapa del ensayo de rotura de campaña estática. Es importante recordar que no se tiene registro alguno de la II Etapa de ensayo, pero es de pensar que sería menor a la alcanzada por la loseta previamente ensayada de forma dinámica.

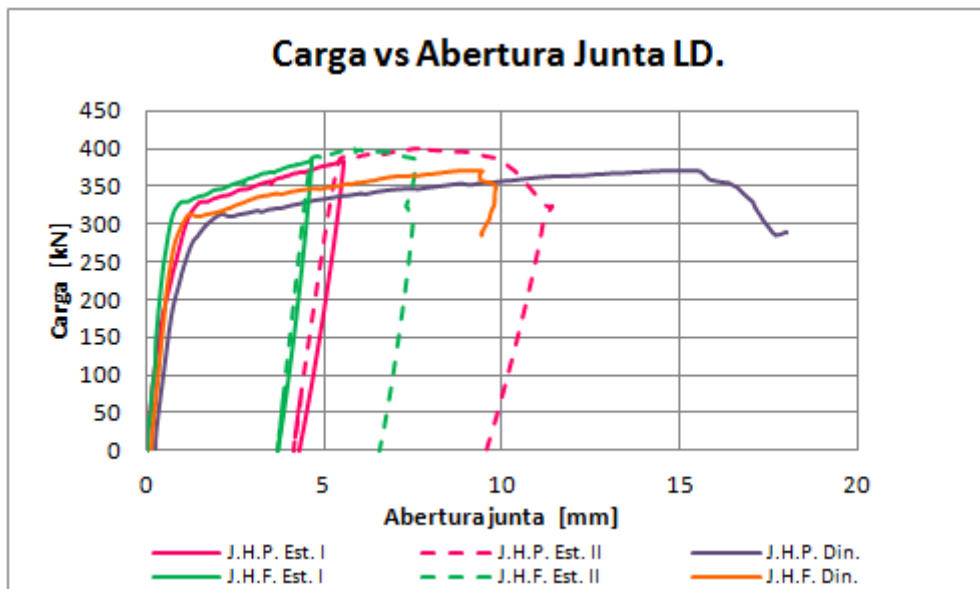


Figura 4. 92. Gráfica de comparación Carga vs Abertura de Junta de hormigonado en rotura bajo carga estática (Etapa I y II) y luego de carga dinámica Loseta LD.

Al analizar la situación de la loseta LD en la Figura 4. 92 se observa que la abertura obtenida en rotura una vez finalizada la campaña dinámica excede a la correspondiente en Etapa I y II de ensayo estático, es decir, la abertura asociada a la parte frontal dinámica es mayor que la de la parte frontal estática y de la misma manera para la parte posterior.

De esta manera, es posible decir que se ha corroborado que la loseta LE_2 resiste los $2 \cdot 10^6$ ciclos de carga, sin presentar rotura por fatiga, aún asumiendo variaciones de tensión superiores a las explicitadas en las normativas. Sin embargo, se pueden observar flechas superiores a las alcanzadas por las otras tipologías, resultando mucho más perjudicadas por los ensayos de carga cíclica. Por esta razón, en cuanto a estos aspectos presenta un comportamiento deficiente.

En las Figura 4. 93 - Figura 4. 95, se aprecia el aspecto de la loseta LR una vez finalizado el ensayo de rotura. Es posible observar que se da una rotura por compresión en la pieza en torno a la zona de junta de hormigonado.



Figura 4. 93. Cara superior y frontal loseta LR una vez finalizado ensayo de rotura.



Figura 4. 94. Cara posterior loseta LR una vez finalizado ensayo de rotura.



Figura 4. 95. Junta de hormigonado loseta LR una vez finalizado ensayo de rotura.

En la Figura 4. 95 se observa que existe un desprendimiento de un trozo de hormigón en la zona de junta de hormigonado. Además se muestra cómo la unión en zona de junta se realiza únicamente por el contacto entre materiales, sin existir un vínculo que resulte más resistente.

En las Figura 4. 96 y Figura 4. 97 se muestra la loseta LD una vez finalizado el ensayo de rotura. Es posible ver que una vez más se genera una rotura por compresión del hormigón, con una orientación desde la zona de hormigonado (marcada con rojo) hacia el vano izquierdo de la loseta.



Figura 4. 96. Cara posterior loseta LD una vez finalizado ensayo de rotura.



Figura 4. 97. Cara superior y frontal loseta LD una vez finalizado ensayo de rotura.

En las Figura 4. 98 y Figura 4. 99 se ve el aspecto de la junta de hormigonado durante el ensayo de rotura. Es posible apreciar, al contrario de las otras tipologías, que la fisura principal no se da en la zona de junta de hormigonado, sino hacia la izquierda de ésta.



Figura 4. 98. Cara frontal loseta LE_2 durante ensayo de rotura.



Figura 4. 99. Cara posterior loseta LE_2 durante ensayo de rotura.

En las Figura 4. 100 y Figura 4. 101 se ve la loseta LE_2 una vez finalizado el ensayo de rotura, existiendo rotura en la pieza por compresión de la capa de hormigón. Tal como era de

esperar, por el origen de la fisura principal, la rotura de la sección se da en el vano izquierdo, lo que resulta contradictorio a la rotura por carga estática (en vano derecho).



Figura 4. 100. Cara superior loseta LE_2 una vez finalizado ensayo de rotura.



Figura 4. 101. Junta de hormigonado loseta LE_2 una vez finalizado ensayo de rotura.

4.5.2. Comparación resultados Losetas LE_2 y LE_3

Para el análisis longitudinal y transversal de las flechas se utiliza la nomenclatura descrita con anterioridad, apreciándose en la Figura 4. 102 las flechas obtenidas longitudinalmente para la loseta LE_3 (el análisis de LE_2 se ha realizado en el apartado anterior).

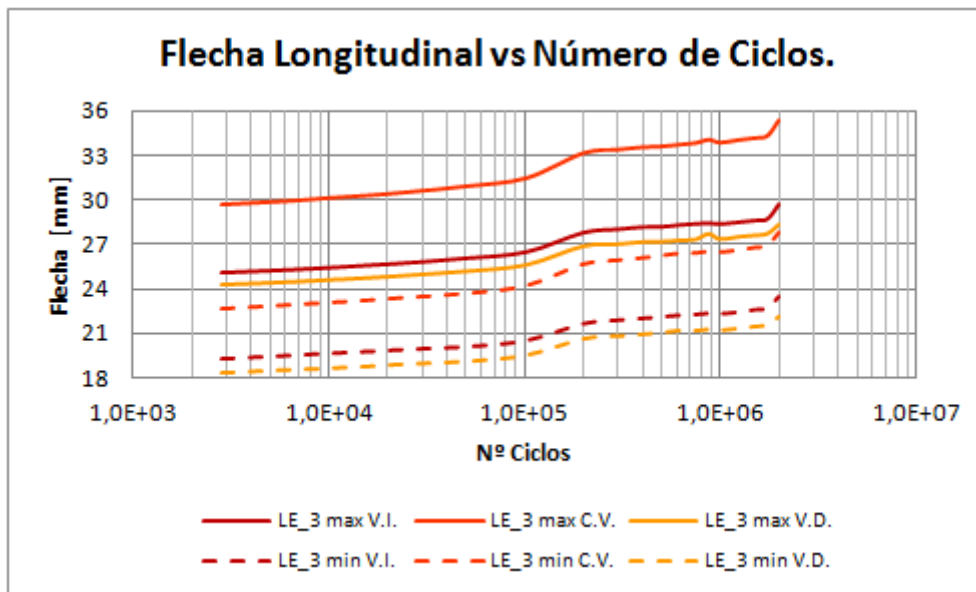


Figura 4. 102. Gráfica Flecha Longitudinal vs N° Ciclos Loseta LE_3.

En este caso también es posible observar que la máxima flecha longitudinal ocurre en centro de vano, existiendo semejanza en las flechas obtenidas en los puntos de aplicación de carga, permitiendo pensar en una rotura más centrada de las piezas ensayadas. De esta manera, de aquí en adelante sólo se hará referencia a la flecha en centro de vano.

Para un análisis de la flecha máxima transversal de LE_3 se tiene la Figura 4. 103 (el análisis de LE_2 se ha realizado en el apartado anterior).

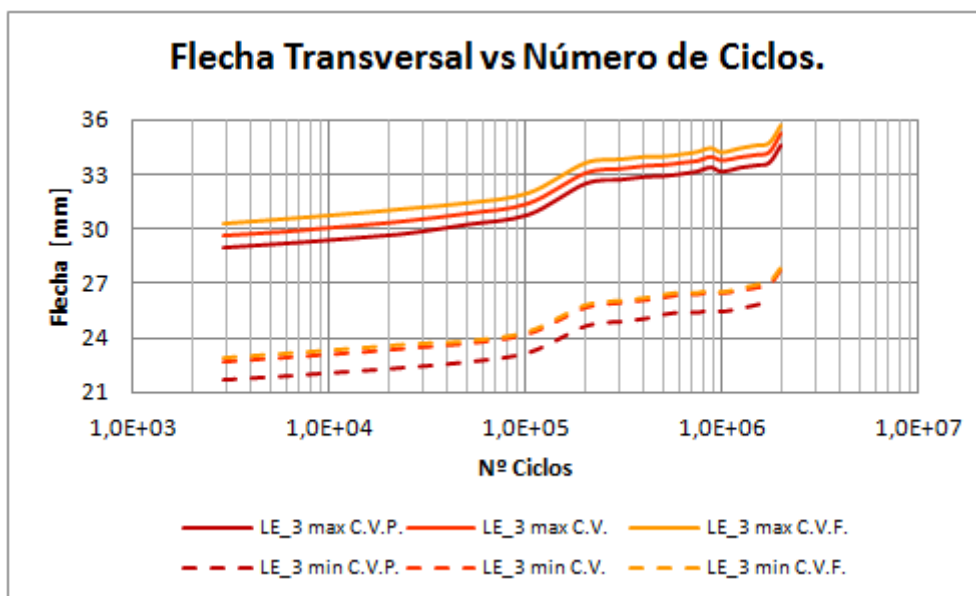


Figura 4. 103. Gráfica Flecha Transversal vs N° Ciclos Loseta LE_3.

Tal como se aprecia, la flecha asociada al centro de vano cara posterior de la loseta LE_3 es inferior al alcanzado en la cara frontal, siendo esta última mayor aún a la del centro de vano. Debido a la poca variabilidad existente en los valores se asume que la estructura se comporta linealmente frente a deformaciones.

En las Figura 4. 104 y Figura 4. 105 se muestra la evolución de la flecha que manifiestan las losetas producto de la aplicación reiterada de carga.

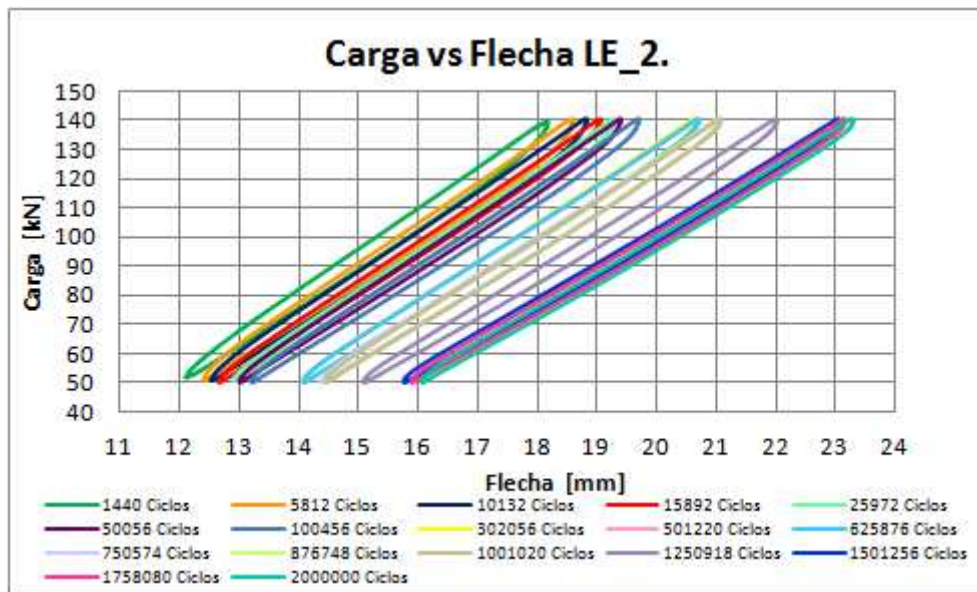


Figura 4. 104. Gráfica Carga vs Flecha Loseta LE_2.

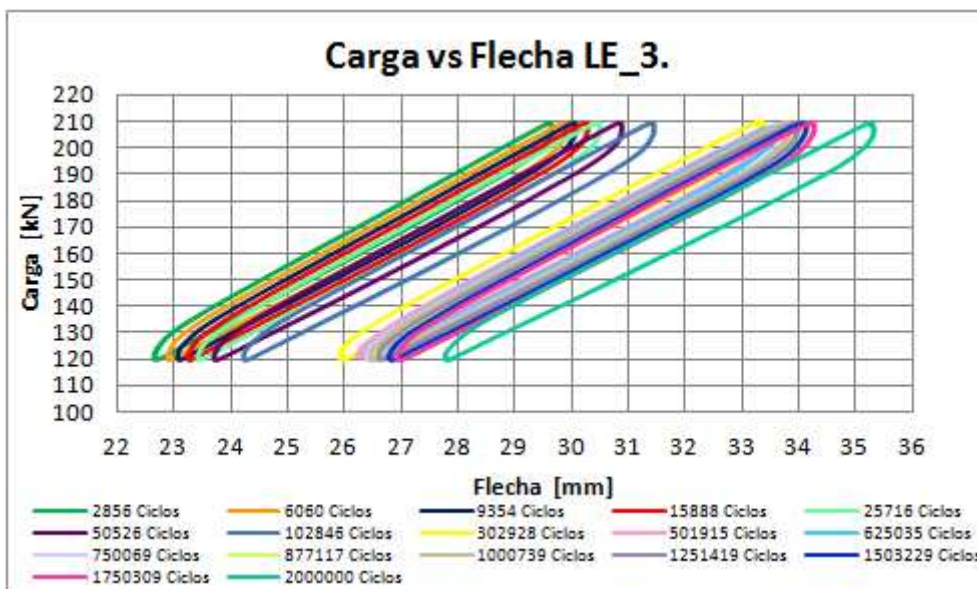


Figura 4. 105. Gráfica Carga vs Flecha Loseta LE_3.

Tal como se ha comentado antes, se observa cómo una acción cíclica en el tiempo incide en un progresivo aumento de la deformación de las losetas, observando además que mayores niveles de carga conducen a incrementos en la deformación.

En la Tabla 4. 24 se resumen los resultados obtenidos para valores cercanos a los 5000 y $2 \cdot 10^6$ ciclos.

Loseta	Nº ciclos	Flecha _{min} [mm]	Flecha _{max} [mm]	ΔFlecha [mm]	ΔFlecha _{min} [mm]	ΔFlecha _{max} [mm]
LE_2	5812	12,38	18,60	6,22	3,67	4,68
	2000000	16,05	23,28	7,23		
LE_3	6060	22,91	29,90	6,99	4,85	5,41
	2000000	27,76	35,31	7,55		

Tabla 4. 24. Flechas obtenidas para 5000 y 2000000 de ciclos ensayos dinámicos Losetas LE_2 y LE_3.

Al transcurrir aproximadamente 5000 ciclos y $2 \cdot 10^6$ se aprecia el mismo comportamiento, es decir la loseta LE_3 presenta una flecha mínima y máxima superior a la de LE_2, y una variación de ellas mayor.

Si se analiza la variación de flecha mínima y máxima es posible ver que los valores de LE_3 exceden a los de LE_2, existiendo un mayor distanciamiento en las flechas máximas que en las mínimas.

De esta manera, es posible decir que frente a variaciones de carga de 69 kN existe una variación de flecha máxima de 12,03 mm, lo cual se deduce en que 1 kN extra en los valores de carga de ensayo incide en un aumento de 0,17 mm en la flecha.

En la Figura 4. 106 se puede observar la evolución de flechas máximas y mínimas en centro de vano para las losetas LE_2 y LE_3 en función del número de ciclos, resultando que las flechas de LE_3 sobrepasan con creces a las de LE_2, lo cual es de esperar debido a los mayores niveles de carga de ensayo.

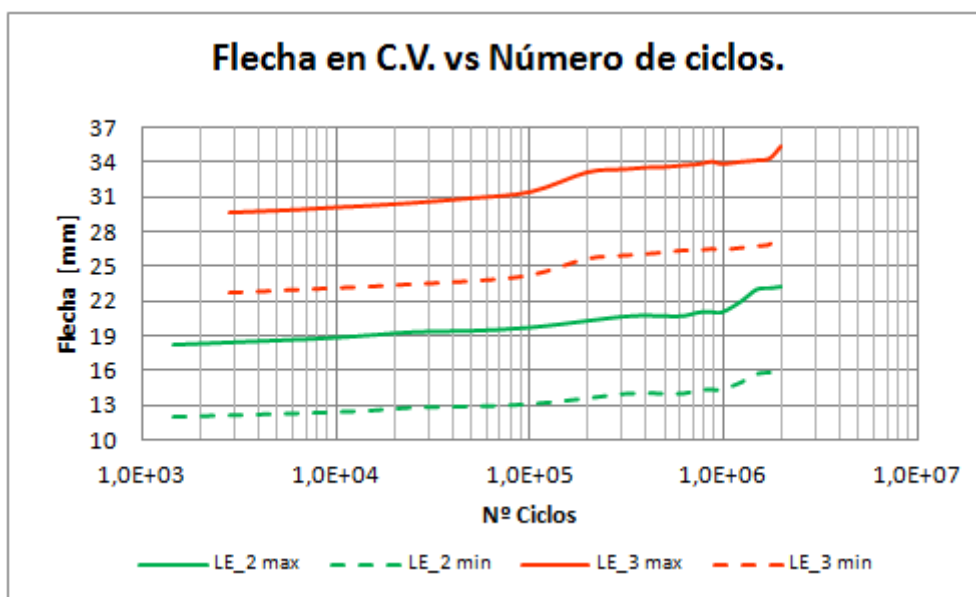


Figura 4. 106. Gráfica Flecha Máxima y Mínima en centro de vano vs N° Ciclos Losetas LE_2 y LE_3.

En la Figura 4. 107 se puede observar la abertura de la junta de hormigonado promedio para losetas LE_2 y LE_3 en función del número de ciclos.

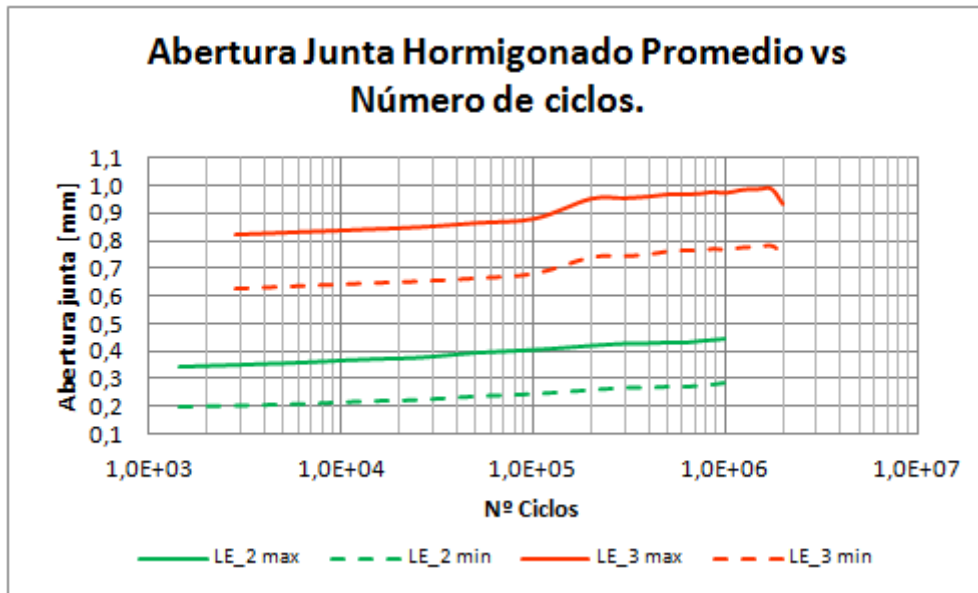


Figura 4. 107. Gráfica Abertura Junta de Hormigonado Promedio Máxima y Mínima vs N° Ciclos Losetas LE_2 Y LE_3.

Es posible apreciar en la Figura 4. 107 que la abertura de junta de hormigonado en la loseta LE_3 excede a la de la loseta LE_2. Resultando que frente a variaciones de carga de 69 kN existe una variación de máxima abertura de junta de hormigonado de 0,5407 mm, lo cual se deduce en que 1 kN extra en los valores de carga de ensayo incide en un aumento de 0,0078 mm en la abertura.

Se analiza la respuesta de la armadura en la loseta LE_3 asumiendo, al igual que en los ensayos estáticos, que la deformación experimentada en una barra es equivalente al promedio de las deformaciones de las barras que componen el lazo de empalme, es decir: Deformación Barra 2 = Promedio Deformación (Barra 2.a + Barra 2.b). El resultado se aprecia en la Figura 4. 108, donde además se destaca la deformación asociada al límite elástico y plástico.

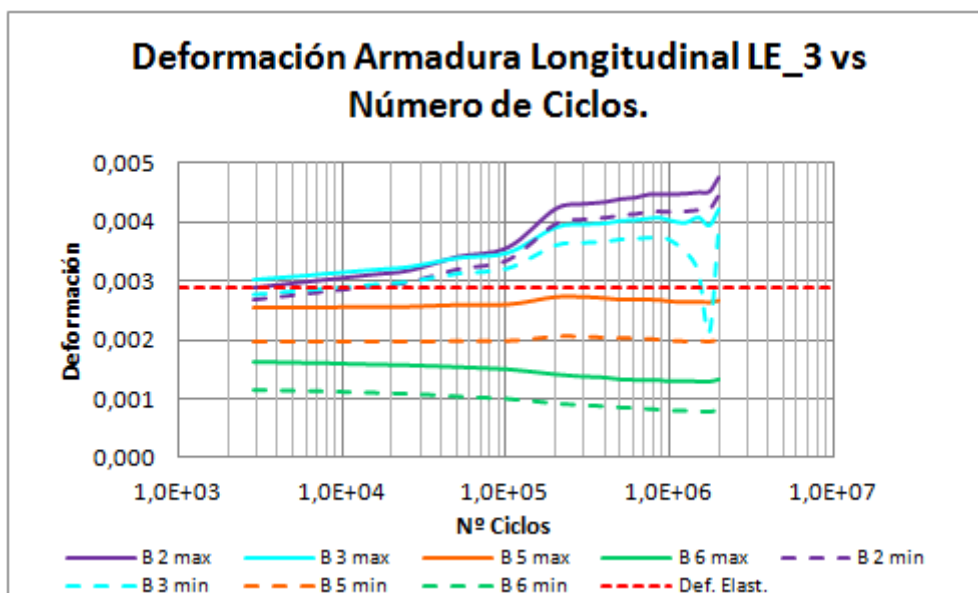


Figura 4. 108. Deformación promedio armadura longitudinal vs N° Ciclos Loseta LE_3.

Se observa (Figura 4. 108) que para aproximadamente 3000 ciclos de carga ya existen dos armaduras (barra 2 y 3), que en su máxima deformación ya han excedido la asociada al límite

elástico del acero, y para valores cercanos a los 10000 ciclos también lo harán sus deformaciones mínimas.

En términos generales se puede decir que la loseta LE_3 se ve mucho más exigida que LE_2 producto de cargas mayores de ensayo.

Para establecer una mayor comparación entre las deformaciones obtenidas en las armaduras componentes de las losetas se procede a realizar una análisis por barra, contando para ello con las Figura 4. 109 - Figura 4. 112.

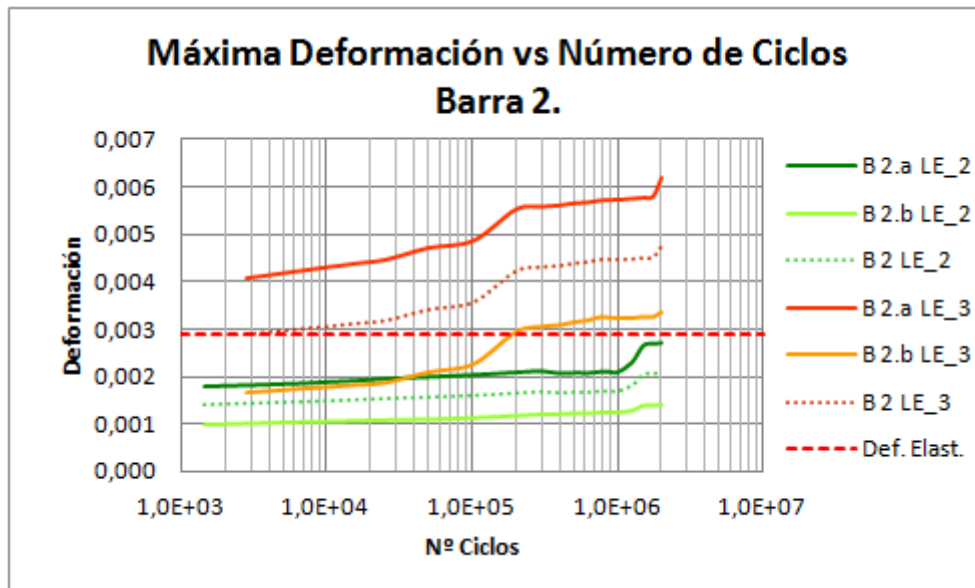


Figura 4. 109. Gráfica Máxima Deformación Armadura Longitudinal barra 2 vs N° Ciclos.

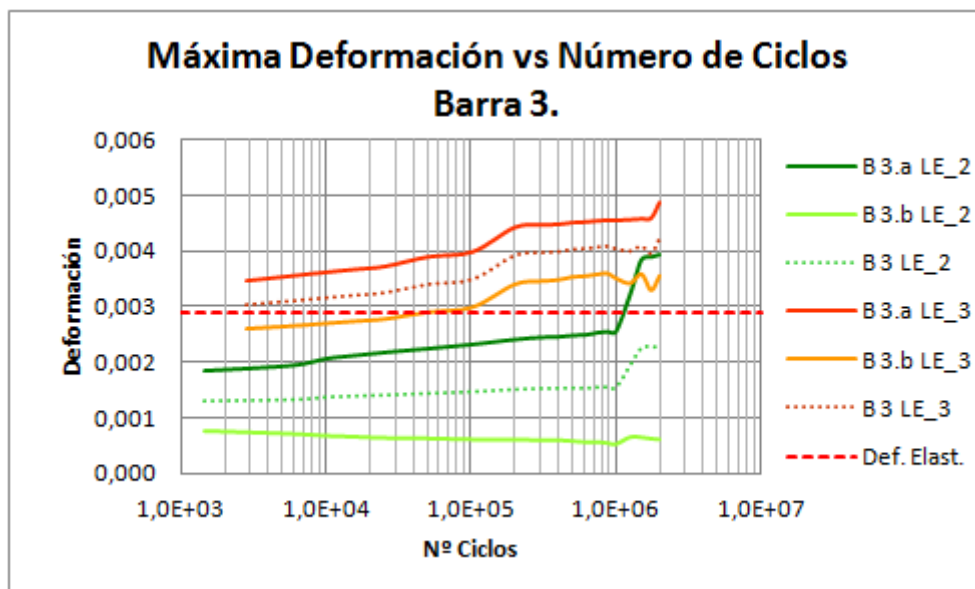


Figura 4. 110. Gráfica Máxima Deformación Armadura Longitudinal barra 3 vs N° Ciclos.

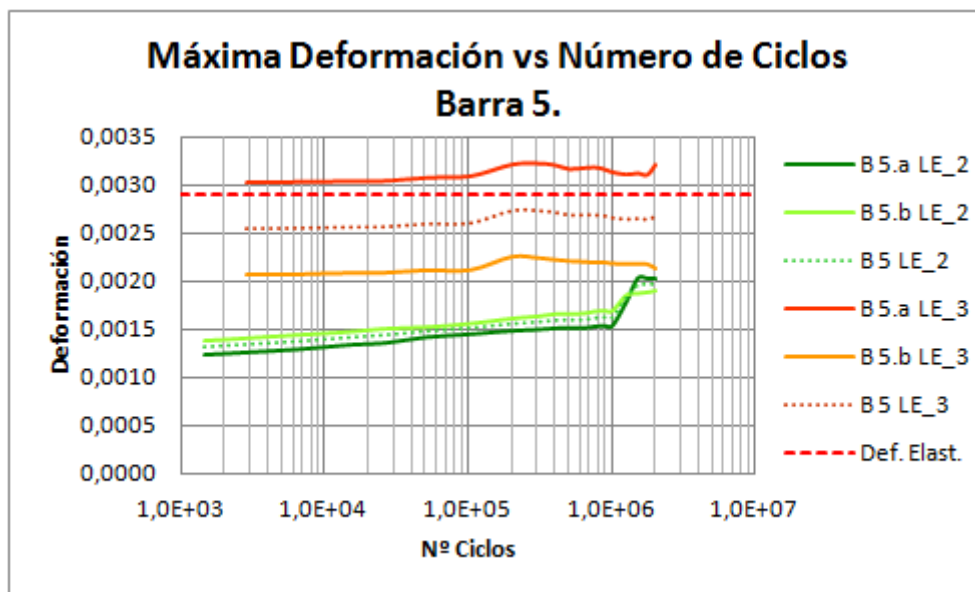


Figura 4. 111. Gráfica Máxima Deformación Armadura Longitudinal barra 5 vs N° Ciclos.

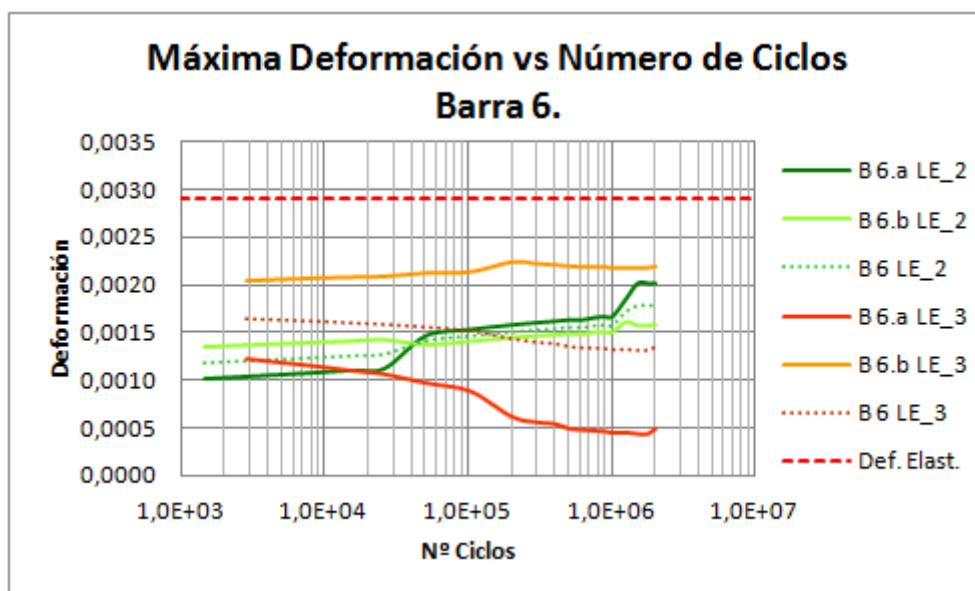


Figura 4. 112. Gráfica Máxima Deformación Armadura Longitudinal barra 6 vs N° Ciclos.

Con respecto a las deformaciones (Figura 4. 109 - Figura 4. 112) se puede decir que:

1. En general se observa que la loseta LE_3 presenta deformaciones de armadura longitudinal superiores a los valores de LE_2, salvo en los primeros 40000 ciclos de la barra 2 ($2.b \text{ LE}_3 < 2.a \text{ LE}_2$) y en la barra 6 donde las deformaciones de 6.a LE_3 resultan siempre inferiores a las de 6.a LE_2.
2. Se ve que en general para cada loseta las barras tipo “a” deforman más que las tipo “b”, salvo en la barra 5 de la loseta LE_2 y la barra 6 de LE_3.
3. Se aprecia que las deformaciones experimentadas por 5 de las 8 barras instrumentadas en la loseta LE_3 exceden el límite elástico (barras 2.a, 2.b, 3.a, 3.b y 5.a), mientras que en la loseta LE_2 ocurre lo mismo sólo en la barra 3.a.

En base a estos resultados es posible decir, una vez más, que asumir la deformación de una barra como el promedio de las deformaciones de las componentes del lazo de empalme podría llevar a errores dada la diversidad existente en las mediciones realizadas por la componente “a” y “b”, pudiendo haber alcanzado una de ellas el límite elástico y la otra no, generando un promedio

muy por debajo de este valor (Figura 4. 111). Esto se visualiza en las Figura 4. 109 - Figura 4. 112 donde la deformación promedio de dos barras aparece con una línea segmentada.

En las Figura 4. 113 y Figura 4. 114 se aprecia el comportamiento de las bandas extensométricas dispuestas en la armadura transversal, destacando que éstas presentan deformaciones dentro del rango elástico, con valores muy inferiores a los experimentados longitudinalmente. Sin embargo, toman parte de la carga experimentada durante el ensayo.

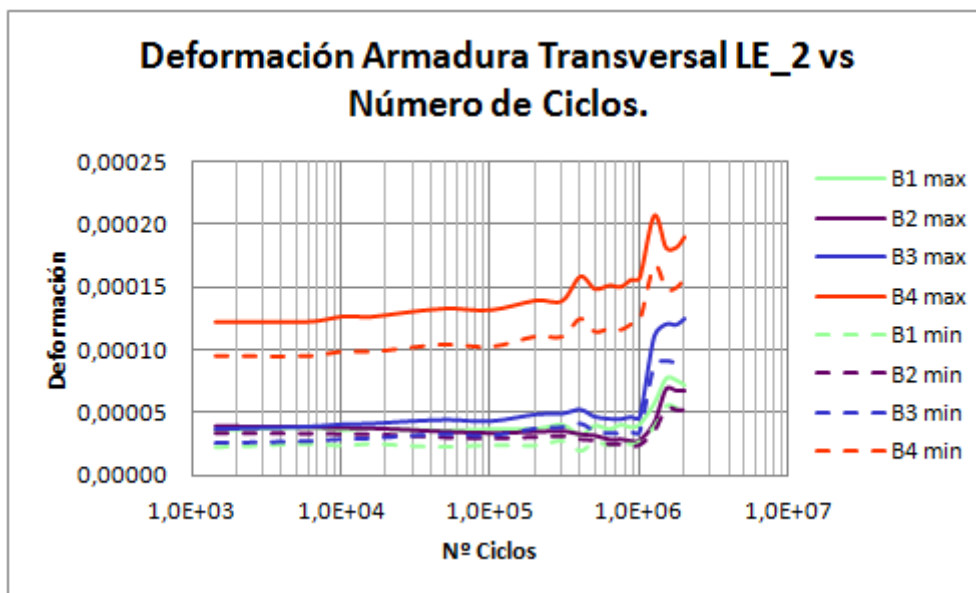


Figura 4. 113. Gráfica Deformación Armadura Transversal vs N° Ciclos Loseta LE_2.

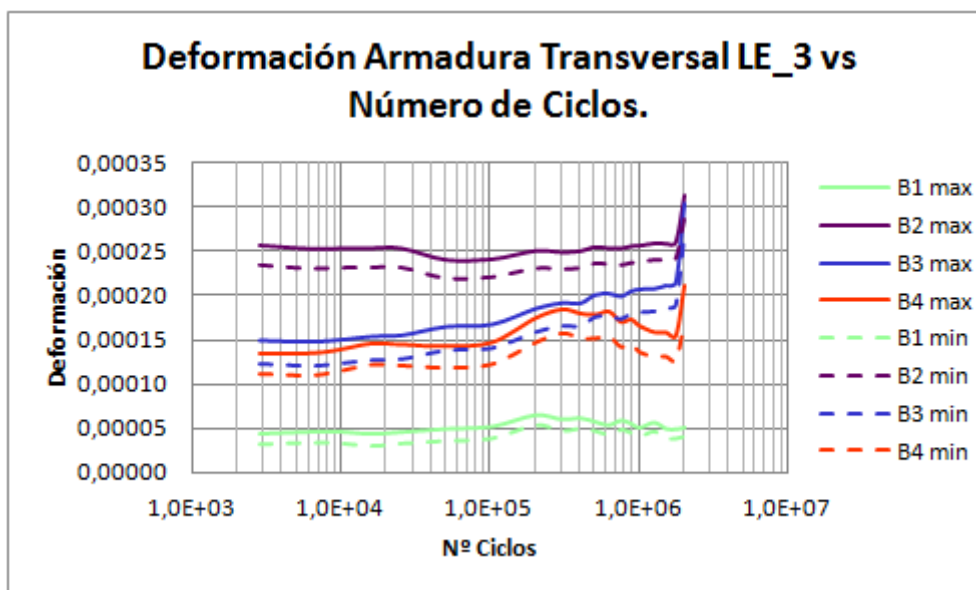


Figura 4. 114. Gráfica Deformación Armadura Transversal vs N° Ciclos Loseta LE_3.

Se visualiza (Figura 4. 113 y Figura 4. 114) una variación considerable (con aumentos y descensos) en la loseta LE_2 a partir de $1 \cdot 10^6$ de ciclos, mientras que en la loseta LE_3 se da un incremento considerable en los últimos $1 \cdot 10^5$ ciclos. Además se observa que las deformaciones resultantes en la loseta LE_3 presentan valores mayores a los obtenidos en LE_2. Esto resulta consecuente, debido a que LE_3 se ve sometida a mayores cargas de ensayo.

Como no existe rotura durante los ensayos dinámicos, se realizan ensayos de rotura por carga estática, mostrándose en la Tabla 4. 25 las cargas máximas obtenidas.

Tipo Losa	f_{ck} [MPa]	Q_{ult} teórica [kN]	Q_{ult} experimental [kN]	Variación [%]
LE_2	74,25	314,77	302,07	-4,04
LE_3	80,61	314,97	357,00	13,34

Tabla 4. 25. Comparación de cargas teóricas y de ensayo Losetas LE_2 y LE_3. ⁽³⁰⁾

En la Tabla 4. 25 se observa que la carga última alcanzada por la loseta LE_3 excede considerablemente el valor teórico de carga última, mientras que en el caso de LE_2 se tiene una carga de rotura inferior a la determinada mediante la teoría. Esto permitiría pensar que la loseta LE_2 ha resultado más dañada, aún cuando LE_3 se encuentra sometida a mayores niveles de carga.

La Tabla 4. 26 muestra las cargas últimas obtenidas en campaña estática y dinámica.

Loseta	Q_{ult} exp estática [kN]	Q_{ult} exp dinámica [kN]	$\frac{Q_{ult} \text{ exp dinámica}}{Q_{ult} \text{ exp estática}}$ [%]
LE_2	425,38	302,07	71,01
LE_3		357,00	83,92

Tabla 4. 26. Comparación cargas de rotura campañas estáticas y posteriores a campañas dinámicas.

Es posible apreciar en la Tabla 4. 26 que existe una reducción de la carga última de rotura una vez finalizada la campaña dinámica, con lo que se corrobora que producto de la aplicación de reiterados ciclos de carga disminuye la capacidad resistente de una pieza de hormigón armado. Al observar además el porcentaje de relación entre carga última una vez finalizado el ensayo dinámico y carga última estática se observa que la loseta LE_2 presenta casi un 29% de reducción, mientras que LE_3 manifiesta un 16%, con lo cual se corrobora que la primera experimenta un mayor daño.

Resulta extraño que la loseta LE_2 se encuentre más dañada, producto que se compara la misma tipología de loseta, con igual esquema estático, y los niveles de carga son mayores para LE_3. Esto permite concluir que el mayor nivel de daño se encuentra directamente relacionado con la menor resistencia del hormigón de LE_2 en comparación al de LE_3 (74,25 MPa versus 80,61 MPa).

En la Figura 4. 115 se puede apreciar la variación de flecha en centro de vano durante el ensayo de rotura. Es importante destacar que para una carga nula se tiene una cierta flecha debido al remanente existente una vez finalizados los ensayos dinámicos.

⁽³⁰⁾ El cálculo de la carga última teórica se realiza considerando la contribución de la armadura de compresión y descartando el peso propio de la sección. Su cálculo se puede apreciar en el ANEJO 8: CÁLCULO CARGAS TEÓRICAS DE ROTURA.

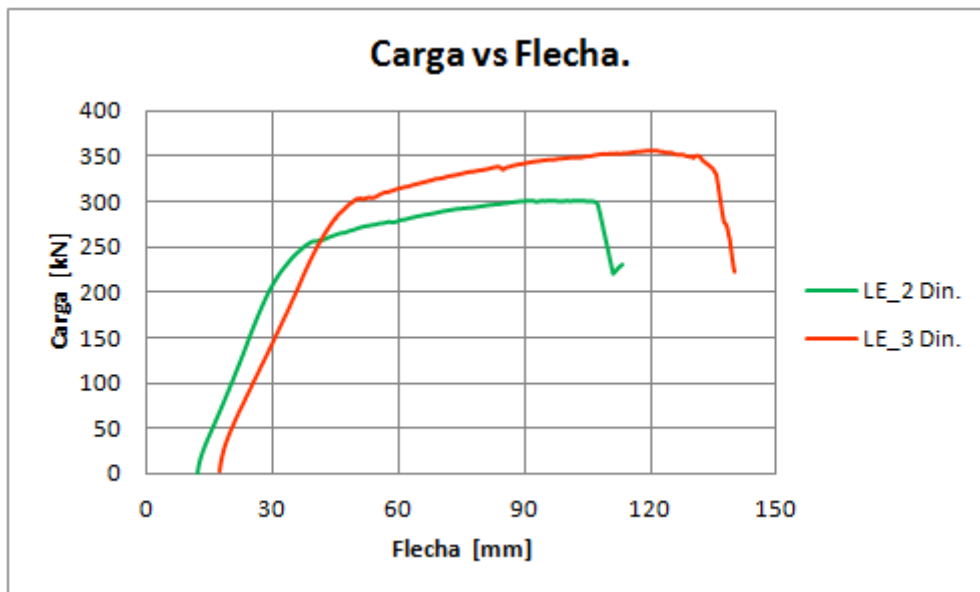


Figura 4. 115. Gráfica Carga vs Flecha en centro de vano para ensayo de Rotura Losetas LE_2 y LE_3 luego de carga dinámica.

En la Figura 4. 115 se puede apreciar que la loseta LE_3 presenta una flecha considerablemente mayor que LE_2 (140 mm versus 113,33 mm), lo cual ratifica que LE_3 ha presentado un menor daño durante la campaña de carga dinámica.

Producto de la mayor flecha manifestada por la loseta LE_3 durante el ensayo dinámico se tiene que existe una pequeña variación en los orígenes de las curvas de rotura. Buscando que esta comparación sea más representativa se confecciona la Figura 4. 116 donde se analizan además las diferencias existentes entre las flechas obtenidas en campaña estática y dinámica.

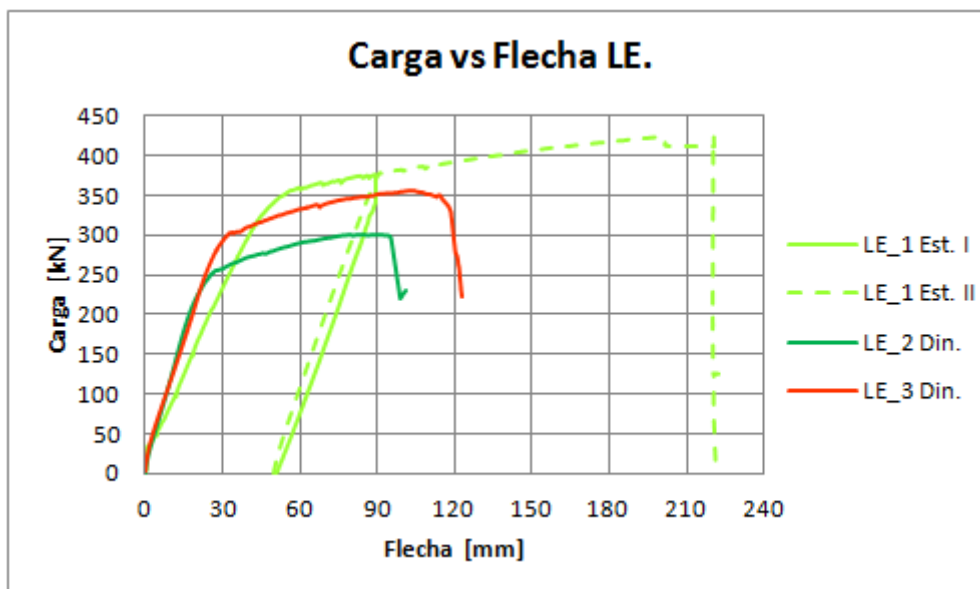


Figura 4. 116. Gráfica de comparación Carga vs Flecha en rotura bajo carga estática y luego de carga dinámica Loseta LE.

En la Figura 4. 116 se observa que hasta los 260 kN la flecha de la loseta LE_1 ensayada bajo carga estática es mayor que la de LE_2 y LE_3, que han sido ensayadas a carga cíclica previamente. A partir de este punto, la flecha en LE_2 es mayor que la de LE_1 y LE_3 para una misma carga. A partir de los 300 kN, LE_2 ya no resiste más carga y a medida que disminuye ésta aumenta su flecha. Para los 310 kN se observa que la flecha en LE_3 excede a la de LE_1

para un mismo nivel de carga, siendo necesarias cargas mucho mayores en LE_1 para obtener la misma flecha que en LE_3 (ej: 90 mm).

En la Figura 4. 117 se puede apreciar la variación de abertura de la junta de hormigonado durante los ensayos de rotura. Los datos de la loseta LE_2 presentan valores erróneos por lo que se decide omitirlos. Se ve que los valores de abertura de junta de hormigonado de la loseta LE_3 en la cara posterior (11 mm) y frontal (10 mm) difieren en pequeña magnitud.

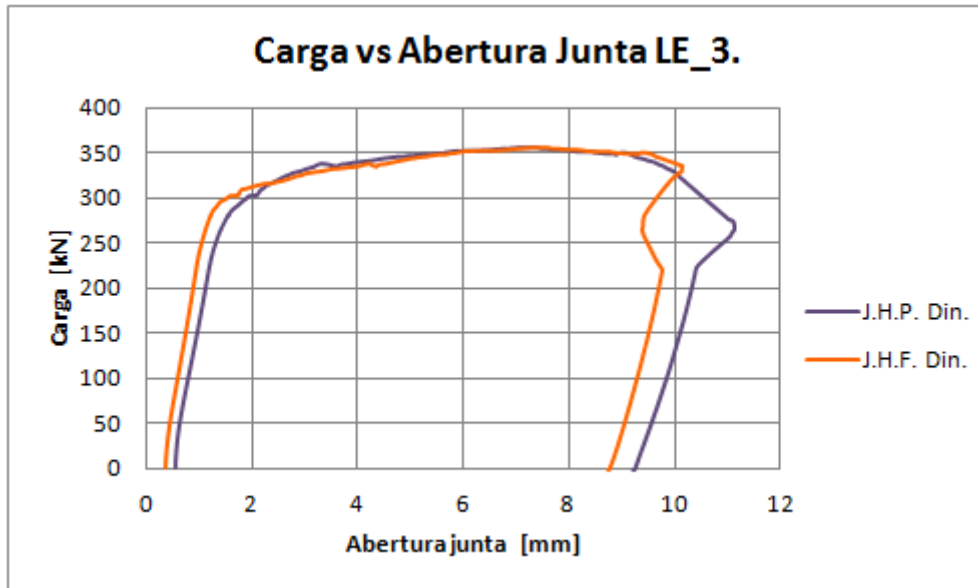


Figura 4. 117. Gráfica Carga vs Abertura de Junta de hormigonado en rotura Loseta LE_3.

En base a los resultados obtenidos se pretende realizar una comparación de aberturas de junta de hormigonado en rotura en campaña estática y luego de campaña dinámica. Por problemas presentados con el equipamiento es imposible realizarlo para la loseta LE_2, producto que no se tienen datos de la rotura dinámica. De esta manera, sólo se cuenta con los registros de la loseta LE_3, mostrados en la Figura 4. 118, donde Est hace referencia a rotura estática y Din a rotura una vez finalizada campaña dinámica.

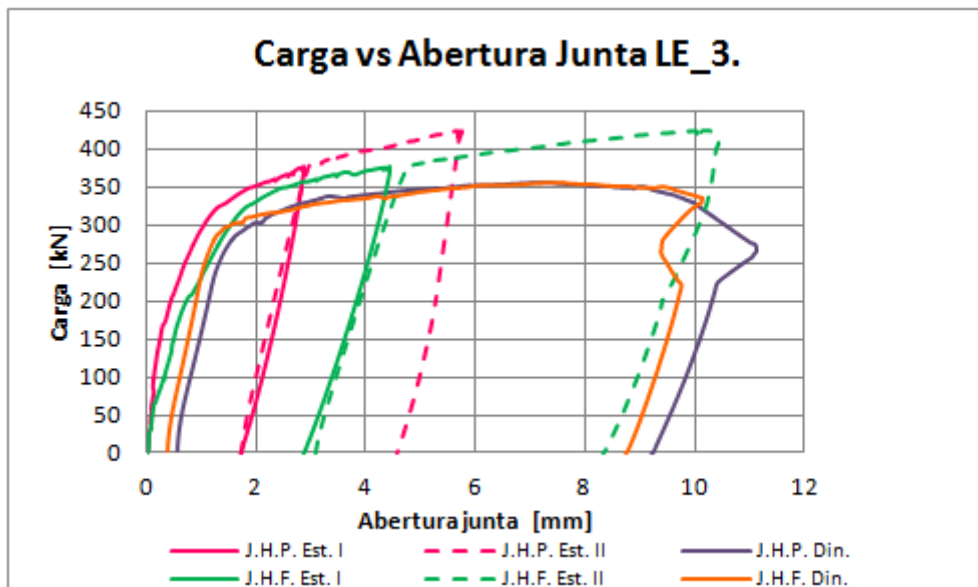


Figura 4. 118. Gráfica de comparación Carga vs Abertura de Junta de hormigonado en rotura bajo carga estática y luego de carga dinámica Loseta LE_3.

Al analizar la situación de la loseta LE_3 en la Figura 4. 118 se observa que la abertura obtenida en rotura una vez finalizada la campaña dinámica excede a la correspondiente en Etapa I y II en la cara posterior de la loseta LE_1, mientras que en la cara frontal la abertura obtenida en Etapa II de carga estática excede levemente a la obtenida posteriormente de la campaña dinámica. Es interesante observar cómo para una carga de 275 kN existe un máximo de abertura en la cara posterior, lo que conlleva a una disminución de abertura en la cara frontal.

Se ha corroborado que la loseta LE_3 resiste $2 \cdot 10^6$ ciclos a pesar de no existir reducción en la variación de tensión producto del lazo de empalme y considerando mayores niveles de carga de ensayo. Sin embargo, es posible observar que:

1. Se tienen valores de flechas y aberturas de junta de hormigonado superiores a los de la loseta LE_2, por lo que resultan inadmisibles.
2. Es importante destacar que no sólo incide en los resultados obtenidos el nivel de variación de tensión de ensayo, sino que los niveles de carga utilizados y la resistencia de los materiales.
3. Se ha podido apreciar que incrementos de carga de ensayo inciden en mayor magnitud en flechas en centro de vano que en aberturas de junta de hormigonado.
4. Tal como es de esperarse, incrementos en los niveles de carga inciden directamente en las deformaciones experimentadas por la armadura longitudinal, excediendo algunas barras de la loseta LE_3 el límite elástico mucho antes que las de LE_2. Sin embargo, en lo referente a armadura transversal se observa una incidencia muy baja.

En las Figura 4. 119 y Figura 4. 120 se aprecia el aspecto de la loseta LE_3 una vez finalizado el ensayo de rotura. Es posible observar que se da una rotura por compresión en la zona de junta de hormigonado orientada hacia el vano izquierdo de la sección.



Figura 4. 119. Cara frontal loseta LE_3 una vez finalizado ensayo de rotura.



Figura 4. 120. Cara posterior loseta LE_3 una vez finalizado ensayo de rotura.

Al contrario de lo que sucede en la loseta LE_2 (Figura 4. 98 y Figura 4. 99), la fisura principal surge en la zona de junta de hormigonado. Sin embargo, ambas losetas presentan una rotura orientada hacia el mismo vano de la sección, lo cual se contradice con la campaña estática (rotura hacia vano derecho).

4.5.3. Comparación resultados Losetas LE_4 y Loseta Flexión Simple (L.F.S)

Es importante destacar que el principal objetivo de este análisis es apreciar las diferencias de resultados existentes entre un esquema de aplicación de carga en Flexión Pura (LE_4) versus uno en Flexión Simple [Villalba, S. (2010)], permitiendo identificar principalmente la incidencia que ejerce el cortante.

En la Figura 4. 121 se puede visualizar la variación de flecha máxima longitudinal para la loseta LE_4. Aquí se aprecia que la máxima flecha longitudinal ocurre en centro de vano de la sección, existiendo semejanza en las flechas obtenidas en los puntos de aplicación de carga. Esto hace pensar en una rotura más centrada de la sección.

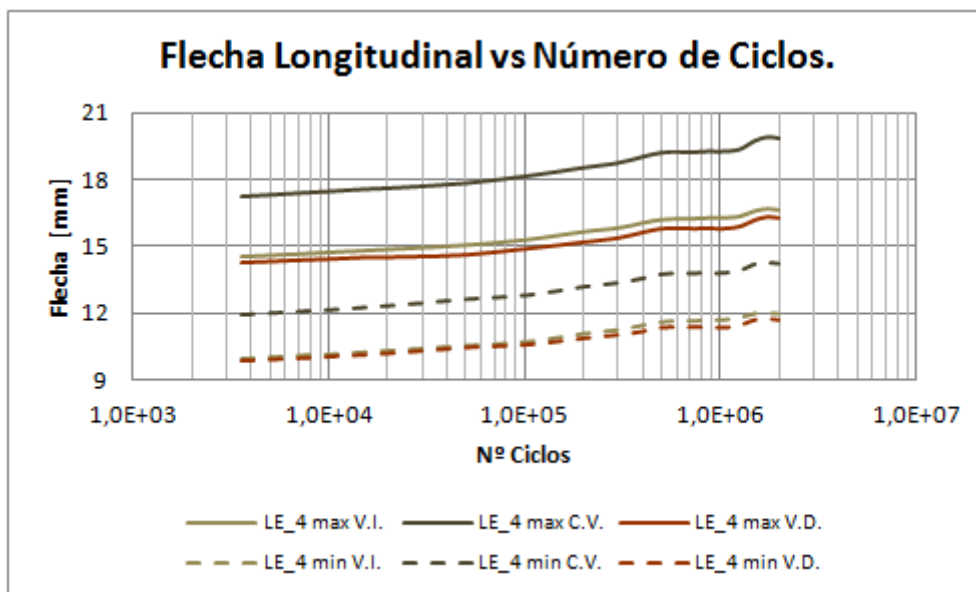


Figura 4. 121. Gráfica Flecha Longitudinal vs N° Ciclos Loseta LE_4.

Como la flecha en centro de vano presenta valores superiores a los registrados en otros puntos, de aquí en adelante sólo se hace referencia a esta última.

En la Figura 4. 122 se observa la variación de la flecha máxima transversal en la loseta LE_4.

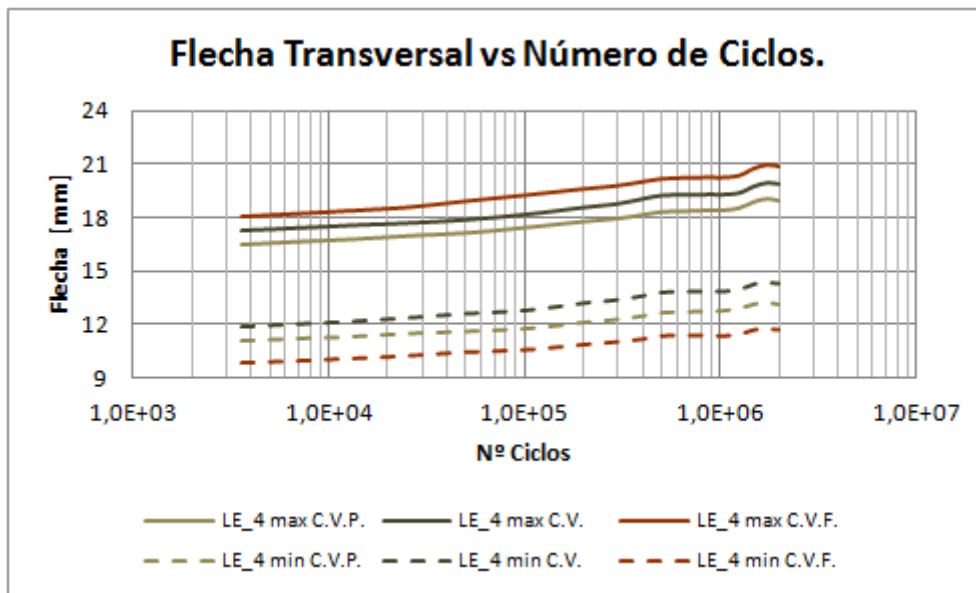


Figura 4. 122. Gráfica Flecha Transversal vs N° Ciclos Loseta LE_4.

La variación de flecha transversal en centro de vano alcanza valores cercanos a 1 mm entre centro de loseta, cara frontal y posterior de ella, la cual puede estar asociada a una no centralización de la loseta en el pórtico de carga. Esta variación será omitida (dado su pequeño valor), pudiendo decir que la estructura se comporta como un elemento lineal frente a deformaciones.

En las Figura 4. 123 y Figura 4. 124 se muestra la evolución de la flecha que manifiestan las losetas LE_4 y Loseta Flexión Simple (L.F.S.) producto de la aplicación reiterada de carga.

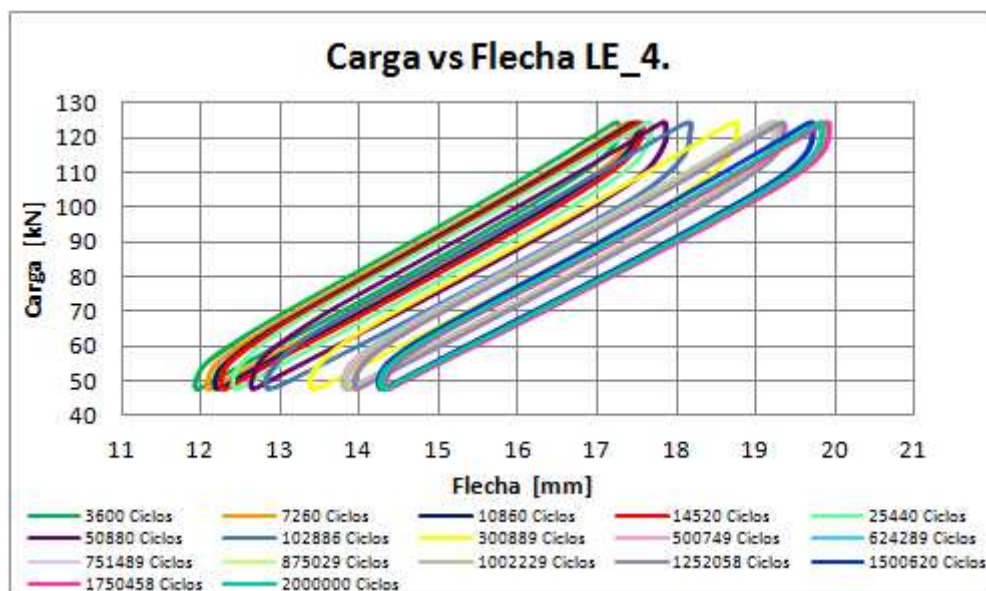


Figura 4. 123. Gráfica Carga vs Flecha Loseta LE_4.

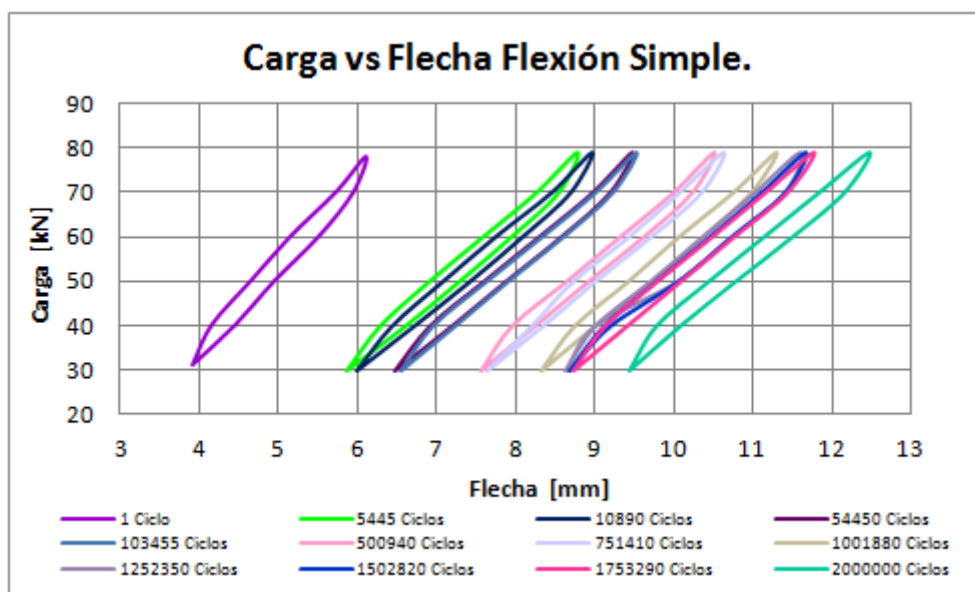


Figura 4. 124. Gráfica Carga vs Flecha Loseta Flexión Simple [Villalba, S. (2010)].

Es posible observar en ambos casos cómo la acción cíclica de una carga en el tiempo incide en un progresivo aumento de la deformación.

En la Tabla 4. 27 se resumen los resultados obtenidos para valores cercanos a los 5000 y $2 \cdot 10^6$ ciclos.

Loseta	Nº ciclos	Flecha _{min} [mm]	Flecha _{max} [mm]	ΔFlecha [mm]	ΔFlecha _{min} [mm]	ΔFlecha _{max} [mm]
LE_4	3600	11,92	17,28	5,36	2,34	2,57
	2000000	14,26	19,85	5,59		
L.F.S.	5445	5,86	8,79	2,93	3,59	3,70
	2000000	9,45	12,49	3,04		

Tabla 4. 27. Flechas obtenidas para 5000 y $2 \cdot 10^6$ de ciclos ensayos dinámicos Losetas LE_4 y Loseta Flexión Simple [Villalba, S. (2010)].

En base a los resultados de la Tabla 4. 27 se puede decir que al transcurrir 5000 y $2 \cdot 10^6$ ciclos la loseta LE_4 presenta una flecha mínima y máxima superior a la de la loseta en Flexión Simple, y una variación de ellas con el mismo comportamiento.

Si se analiza la variación de flecha mínima y máxima es posible ver que los valores de la loseta en Flexión Simple exceden a los de LE_4, existiendo un mayor distanciamiento en las flechas máximas que en las mínimas.

Es posible decir que aunque la loseta LE_4 presenta una deformación final mayor, la loseta sometida a Flexión Simple presenta una peor degradación por la aplicación de carga en el tiempo, es decir mayor variación de flecha mínima y máxima entre los 5000 y $2 \cdot 10^6$ ciclos. De esta manera, el único modo en que LE_4 alcance flechas mayores es que presente una flecha excesivamente mayor a la de L.F.S. en el comienzo de aplicación de carga (1 ciclo).

En la Figura 4. 125 se puede apreciar la evolución de flecha máxima y mínima promedio en centro de vano para las losetas LE_4 y Loseta Flexión Simple (L.F.S.) en función del número de ciclos.

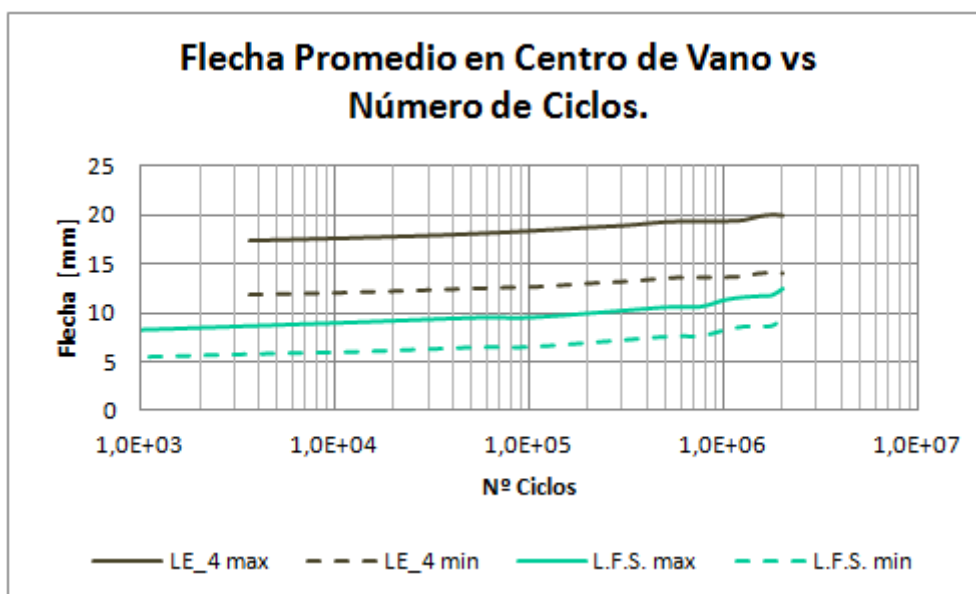


Figura 4. 125. Gráfica Flecha Máxima y Mínima Promedio en centro de vano vs N° Ciclos Losetas LE_4 y Loseta Flexión Simple [Villalba, S. (2010)].

En concordancia con lo explicado anteriormente se observa que los valores alcanzados tanto en flecha máxima como mínima en la loseta LE_4 exceden con creces a los de L.F.S., destacando que aún la mínima flecha de LE_4 es mayor que la de L.F.S. máxima.

Para estudiar el comportamiento de la abertura promedio de junta de hormigonado se confecciona la Figura 4. 126. Es importante destacar que en el trabajo de [Villalba, S. (2010)] se asume la abertura de junta de hormigonado como la lectura efectuada por los tempos ubicados en los laterales de la loseta, dividida por el número de fisuras que surgen en torno a ella. Este criterio se contradice con el adaptado en este trabajo, en el que se asume que el registro de los tempos se adjudica plenamente a la abertura de junta (incluyendo las fisuras generadas en torno a ella). Por esta razón para la confección de esta figura se tienen 3 curvas, que representan:

- LE_4 Total: representa la abertura total promedio registrada por los Tempos 8, 9 y 10.
- LE_4: abertura de junta de hormigonado promedio asumiendo el criterio de [Villalba, S. (2010)].
- L.F.S.: abertura de junta de hormigonado obtenida en [Villalba, S. (2010)].

Se realiza esto con la finalidad de comparar valores representativos.

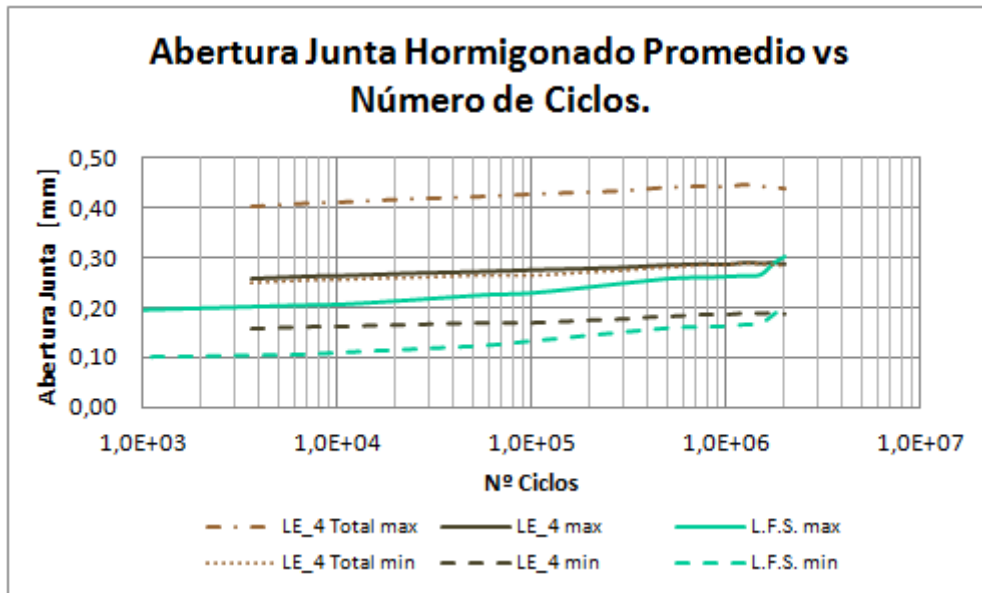


Figura 4. 126. Gráfica Abertura Junta de Hormigonado Promedio vs N° Ciclos Losetas LE_4 y Loseta Flexión Simple [Villalba, S. (2010)].

En la Figura 4. 126 se ve que la curva LE_4 Total presenta valores superiores a las otras, lo cual tiene plena lógica pues considera la abertura de junta y las fisuras generadas en torno a ella. También es posible observar que la loseta LE_4 presenta valores de abertura de junta de hormigonado mayores a los obtenidos por la loseta en Flexión Simple. Sin embargo, se aprecia que la variación máxima de abertura de junta de hormigonado entre 5000 y $2 \cdot 10^6$ ciclos en L.F.S. es mayor a la alcanzada por LE_1_4 (0,098 mm versus 0,028 mm). Esto permite deducir que L.F.S. presenta una mayor degradación en la abertura de junta producto de la aplicación de carga.

Se analiza la respuesta de la armadura en la loseta LE_4 asumiendo, al igual que en los ensayos estáticos, que la deformación experimentada en una barra es equivalente al promedio de las deformaciones de las barras que componen el lazo de empalme, es decir: Deformación Barra 2 = Promedio Deformación (Barra 2.a + Barra 2.b). El resultado se aprecia en la Figura 4. 127, donde además se destaca la deformación asociada al límite elástico.

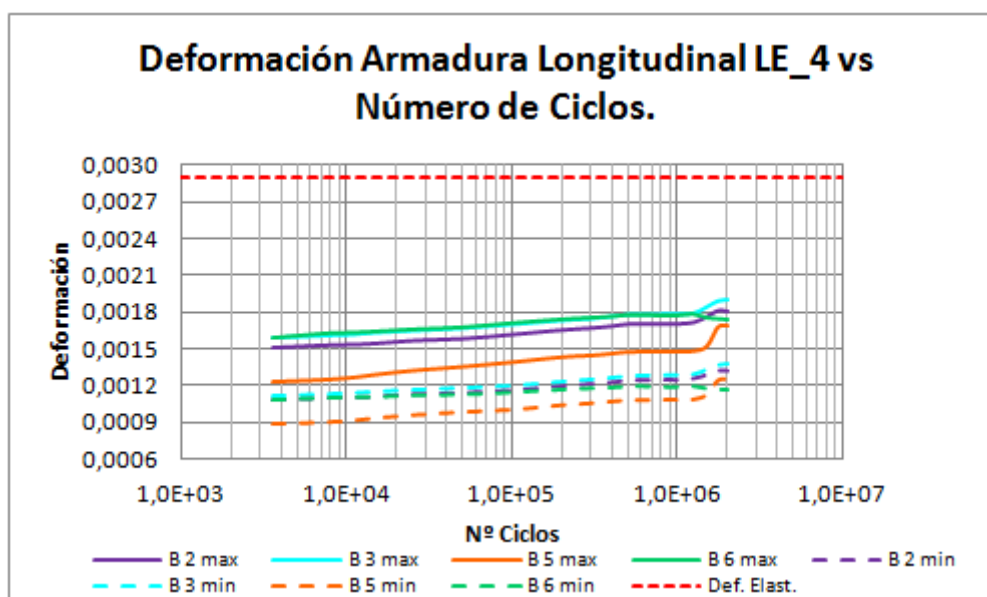


Figura 4. 127. Deformación armadura longitudinal vs N° Ciclos Loseta LE_4.

Para comparar las deformaciones promedio obtenidas en las armaduras de las losetas se procede a realizar una análisis por barra, contando para ello con las Figura 4. 128 - Figura 4. 131. Se incluyen las deformaciones experimentadas por las barras componentes del empalme para mostrar la gran dispersión existente entre los valores “a” y “b”.

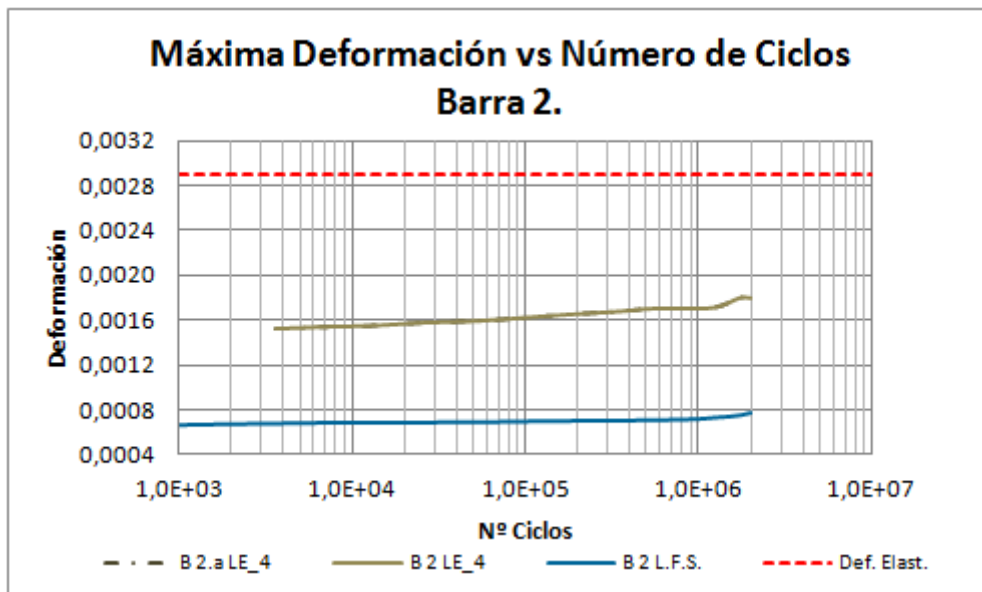


Figura 4. 128. Gráfica Máxima Deformación Barra 2 vs N° Ciclos Loseta LE_4 y L.F.S.
[Villalba, S. (2010)]

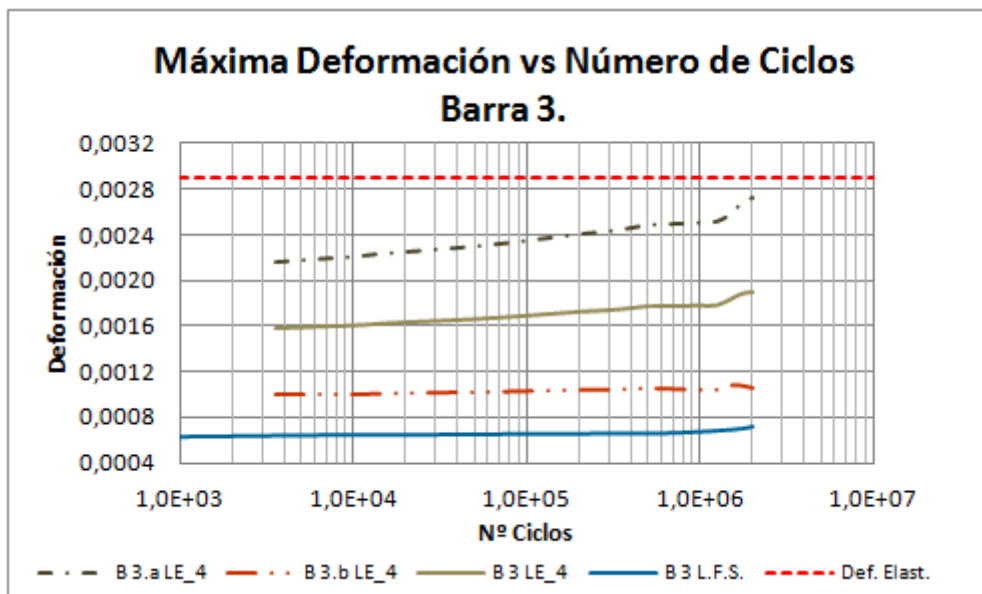


Figura 4. 129. Gráfica Máxima Deformación Barra 3 vs N° Ciclos Loseta LE_4 y L.F.S.
[Villalba, S. (2010)]

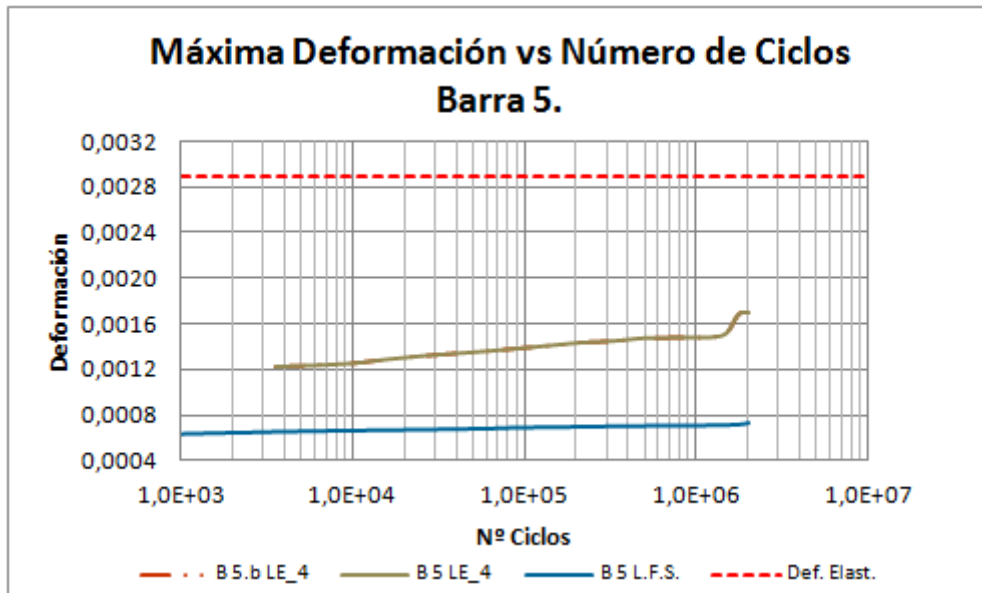


Figura 4. 130. Gráfica Máxima Deformación Barra 5 vs N° Ciclos Loseta LE_4 y L.F.S.
[Villalba, S. (2010)]

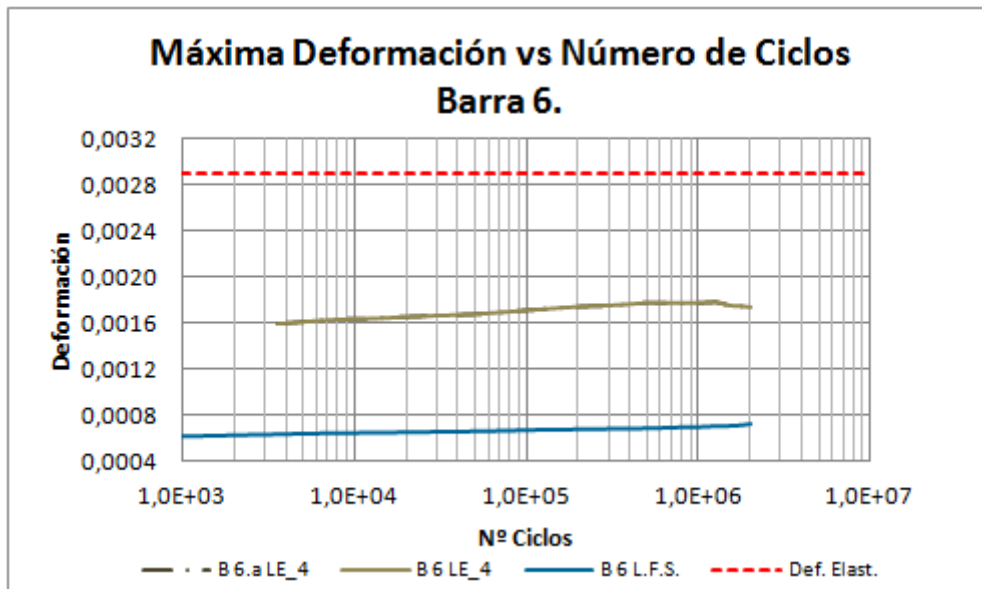


Figura 4. 131. Gráfica Máxima Deformación Barra 6 vs N° Ciclos Loseta LE_4 y L.F.S.
[Villalba, S. (2010)]

En las Figura 4. 128 - Figura 4. 131 se puede observar que la deformación en la armadura de la loseta LE_4 es más de dos veces el valor de L.F.S., encontrándose todas las deformaciones dentro del tramo elástico.

Para conocer el comportamiento de las bandas extensométricas transversales dispuestas en las losetas LE_4 y Loseta Flexión Simple se tienen las Figura 4. 132 y Figura 4. 133.

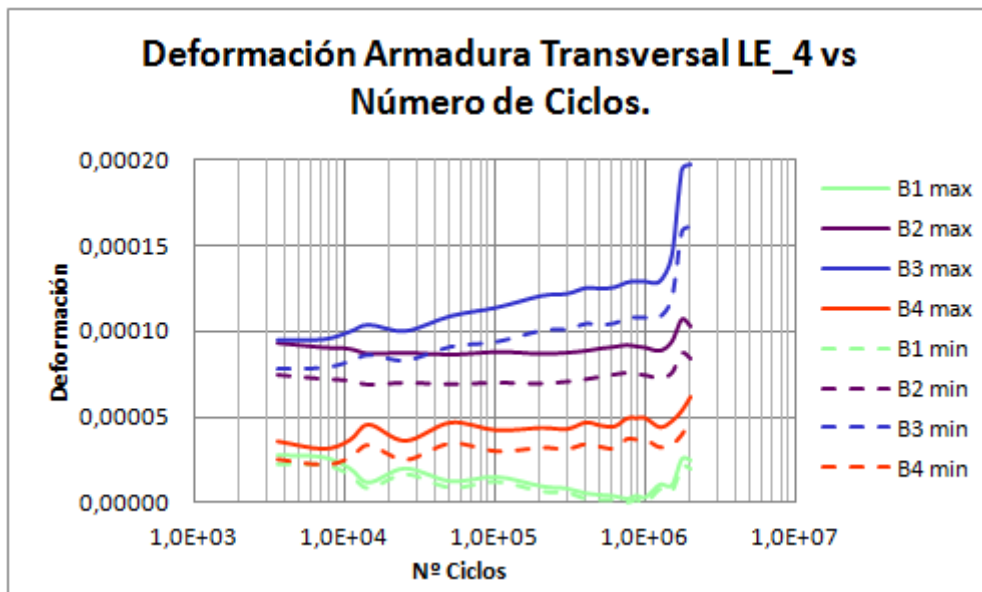


Figura 4. 132. Gráfica Deformación Armadura Transversal vs N° Ciclos Loseta LE_4.

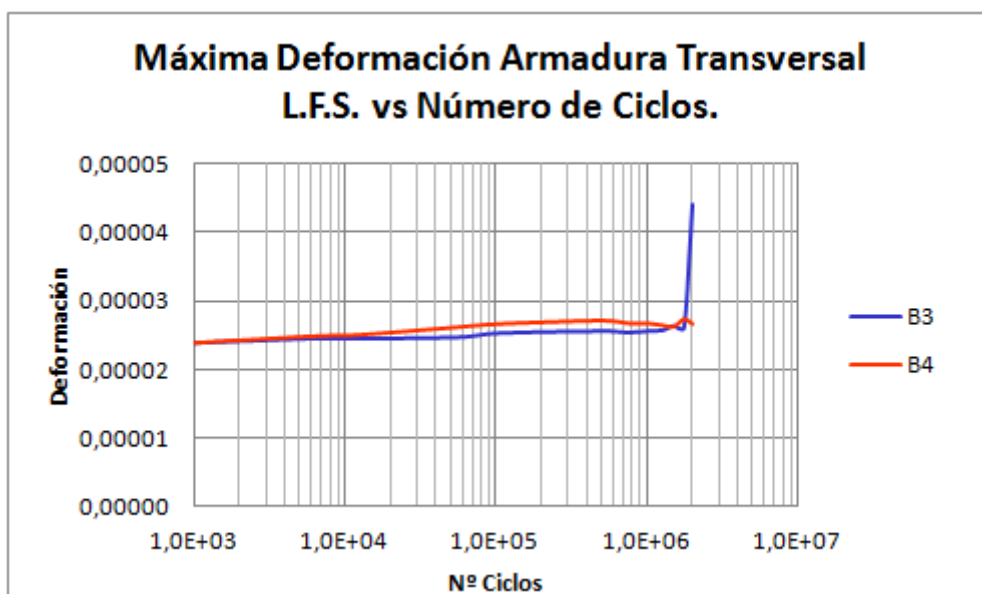


Figura 4. 133. Gráfica Máxima Deformación Armadura Transversal vs N° Ciclos Loseta Flexión Simple.
[Villalba, S. (2010)]⁽³¹⁾

En la Figura 4. 132 y Figura 4. 133 se observa que en términos generales la deformación experimentada por la armadura transversal de la loseta LE_4 es mayor que la de L.F.S. en más del doble de su valor. Sin embargo, en ambos casos se tienen valores muy inferiores al límite elástico del material.

Al igual que en los casos anteriores, al no presentarse rotura durante los ciclos de fatiga se realiza un ensayo de rotura por carga estática. En la Tabla 4. 28 se pueden observar las cargas máximas obtenidas en los ensayos, así como el porcentaje de variación experimentado respecto a la teoría.

⁽³¹⁾ Las bandas extensométricas dispuestas en las barras B1 y B2 se encontraban “muertas” al momento de realizar el ensayo, por lo que no se cuenta con registro alguno de deformación para ellas.

Tipo Losa	f_{ck} [MPa]	Q_{ult} teórica [kN]	Q_{ult} experimental [kN]	Variación [%]
LE_4	79,62	314,94	370,77	17,73
L.F.S.	64,94	201,21	238,72	18,64

Tabla 4. 28. Comparación cargas teóricas y de ensayo Losetas LE_4 ⁽³²⁾ y Loseta Flexión Simple.
[Ref. VILLALBA, S. (2010)]

En la Tabla 4. 28 se observa que ambas losetas presentan cargas de rotura una vez finalizado el ensayo dinámico mayores a las determinadas teóricamente, con un porcentaje de variación del orden.

Para conocer el porcentaje de variación que experimentan respecto a las cargas últimas estáticas se confecciona la Tabla 4. 29.

Loseta	Q_{ult} exp estática [kN]	Q_{ult} exp dinámica [kN]	$\frac{Q_{ult} \text{ exp dinámica}}{Q_{ult} \text{ exp estática}}$ [%]
LE_4	425,38	370,77	87,16
L.F.S.	260,73	238,72	91,56

Tabla 4. 29. Comparación cargas de rotura campañas estáticas y posteriores a campañas dinámicas.

Es posible apreciar en la Tabla 4. 29 que en ambas tipologías existe una reducción de la carga última de rotura una vez finalizada la campaña dinámica, con lo que se corrobora una vez más que producto de la aplicación de reiterados ciclos de carga disminuye la capacidad de una pieza de hormigón armado. Al observar además el porcentaje de relación entre carga última una vez finalizado el ensayo dinámico y carga última estática se observa que la loseta LE_4 presenta casi un 13% de reducción, mientras que L.F.S. casi un 9%, con esto se corrobora que la loseta LE_4 experimenta un mayor daño.

En la Figura 4. 134 se ve el aspecto de la cara frontal de la loseta LE_4 durante el ensayo de rotura. Es posible observar que la fisura principal no ocurre en zona de junta de hormigonado, sino aproximadamente donde finaliza el lazo de empalme.



Figura 4. 134. Cara frontal loseta LE_4 durante ensayo de rotura.

⁽³²⁾ El cálculo de la carga última teórica se realiza considerando la contribución de la armadura de compresión y descartando el peso propio de la sección. Su cálculo se puede apreciar en el ANEJO 8: CÁLCULO CARGAS TEÓRICAS DE ROTURA.

En la Figura 4. 135 se puede ver el aspecto de la cara posterior de la loseta LE_4 durante el ensayo de rotura, observándose que existen fisuras en zona de junta de hormigonado (rojo) y en otros sectores de la loseta (verde).



Figura 4. 135. Cara posterior y superior loseta LE_4 durante ensayo rotura.

En la Figura 4. 136 se observa la cara frontal y superior de LE_4 una vez finalizado el ensayo de rotura, destacando que esta vez la rotura de la pieza no se ha dado en la zona de junta de hormigonado como en otros casos.



Figura 4. 136. Cara frontal loseta y superior LE_4 una vez finalizado ensayo de rotura.

En la Figura 4. 137 se puede ver que en la cara posterior de la loseta existe una distribución de fisuras muy diferente a la manifestada en la cara frontal de la misma. Esto hace pensar que no ha existido una correcta centralización de la viga de reparto, existiendo una torsión de ella hacia la zona donde se genera la rotura.



Figura 4. 137. Cara posterior loseta LE_4 una vez finalizado ensayo de rotura.

En la Figura 4. 138 se observa que existe una distribución de fisuras desigual entre la cara frontal (atrás en figura) y posterior de la loseta (en frente).



Figura 4. 138. Cara inferior loseta LE_4 una vez finalizado ensayo de rotura.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo, denominado análisis de resultados, se resumen los resultados obtenidos en los ensayos realizados y análisis posteriores, destacando los aspectos más significativos de las campañas (estática y dinámica). Se presentan discusiones generales y específicas de forma comparativa para las distintas tipologías en base a cargas de rotura, flechas, comportamiento armadura longitudinal y transversal, y abertura de junta de hormigonado. En la Figura 5. 1 se representa el tema abordado en este capítulo.

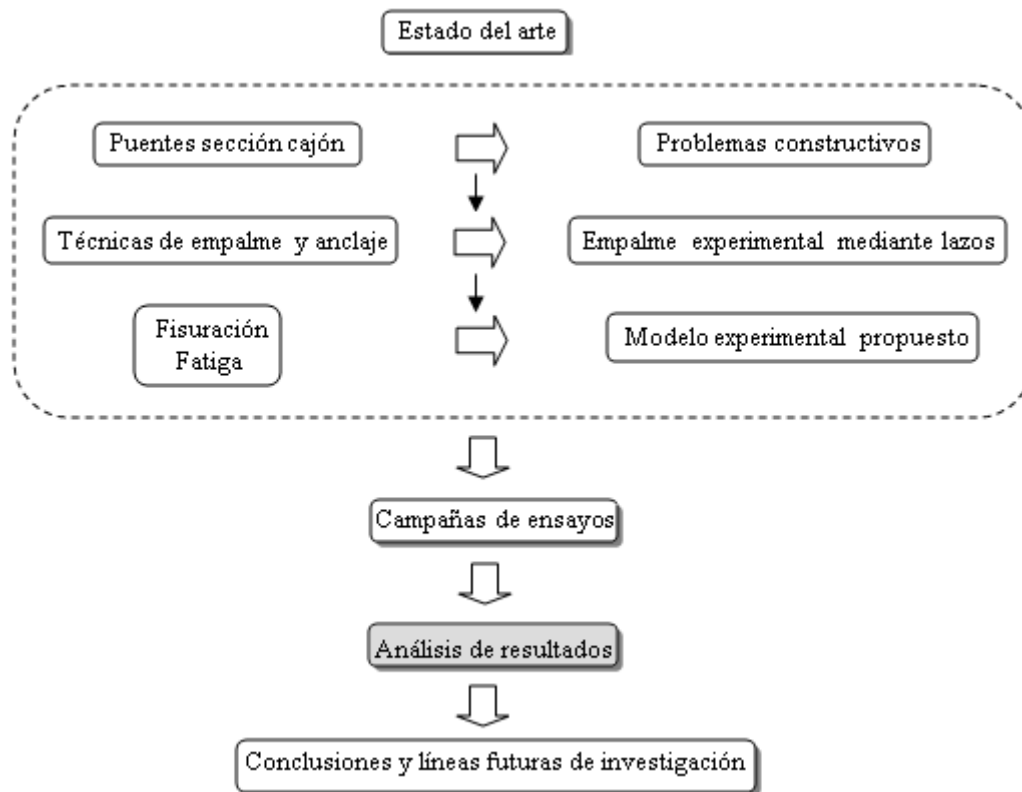


Figura 5. 1. Esquema general de la tesis. En gris se presenta la parte correspondiente al capítulo 5.

5.2. RESULTADOS CAMPAÑAS DE CARGA ESTÁTICA

En base a los resultados obtenidos en campañas de ensayo de carga estática a rotura ha sido posible obtener una serie de conclusiones que permiten conocer si resulta satisfactorio el empalme propuesto. A continuación se ve en detalle cada uno de los aspectos analizados.

5.2.1. Cargas de rotura

Al realizar estos ensayos se ha producido una rotura por compresión de la capa del hormigón.

Si se comparan las cargas de rotura de las distintas tipologías de loseta se aprecia que LE_1 resiste una carga mayor (425,38 kN versus 420,74 kN para LR, y 400,37 kN para LD), a pesar de contar con una inferior resistencia del hormigón.

También se ha podido observar que existe una gran discordancia entre las cargas de rotura obtenidas teóricamente y las experimentales. Esto se debe principalmente a dos razones: la primera hace referencia a que las armaduras cuentan con tensiones superiores al límite elástico del acero utilizado para el cálculo teórico ($f_y = 537$ MPa); la segunda se debe a que no ha sido

considerada para el cálculo teórico la doble cuantía de armadura en las losetas LD y LE_1 por el lazo de empalme.

5.2.2. Análisis de Flechas

En todas las tipologías ensayadas se ha podido observar que la flecha máxima ocurre en centro de vano de la sección, existiendo pequeñas discordancias entre los valores alcanzados en los puntos de aplicación de carga, orientándose la rotura final desde centro de vano hacia la sección con mayor flecha longitudinal (vano izquierdo o derecho según sea el caso).

También se ha apreciado que la variación de flecha transversal existente en las distintas losetas es prácticamente nula, por lo que es posible decir que las estructuras se comportan como un elemento lineal frente a deformaciones.

Al analizar la flecha en centro de vano para una carga de servicio de 250 kN se ha podido observar que las tres losetas presentan valores similares, destacando que LE_1 tiene un valor levemente mayor a las otras tipologías (32,28 mm versus 31,38 mm para LD, y 29,44 mm para LR). De esta manera se puede decir que la flecha alcanzada por LE_1 para carga de servicio es bastante aceptable.

Frente a cargas de rotura se ha podido observar que la situación varía bastante, presentando la loseta LE_1 una flecha muy superior a la de LD (222,19 mm versus 131,72 mm), y superior también que la flecha máxima estimada para LR (186,20 mm). Esto permite decir que la loseta experimental tiene una mejor ductilidad que la loseta DIN, pero desventajas por flechas excesivas.

Al establecer una comparación entre la flecha obtenida experimentalmente y la flecha teórica (determinada mediante la ecuación de Branson) se ha podido ver que difieren en gran medida, pudiendo haber influido las condiciones de fraguado al tratarse de hormigones de alta resistencia. Es de pensar además que la discontinuidad generada por la junta de hormigonado y su ubicación, inciden en esta diferencia.

5.2.3. Comportamiento armadura longitudinal

Al realizar un análisis de deformación en la armadura longitudinal en Etapa I de ensayo se puede observar que las deformaciones experimentadas por las losetas LR y LE_1 se asemejan, excediendo sus armaduras incluso la deformación asociada al tramo plástico, mientras que LD presenta valores que aún incurren dentro del tramo elástico. Al realizar la Etapa II de ensayo se define la situación, presentando las bandas extensométricas dispuestas en LE_1 deformaciones superiores a las alcanzadas por las otras tipologías (destacando que las deformaciones alcanzadas por LR son mayores a las de LD).

En base a estos resultados es posible decir que la loseta LD presenta deformaciones inferiores producto de un mayor desarrollo de empalme, a la vez que las bandas instrumentadas están más alejadas de la zona de junta de hormigonado. La loseta LR presenta deformaciones mayores a LD producto de la cercanía de las bandas a la zona de junta, y deformaciones menores que LE_1 por una mejor continuidad en la armadura. Finalmente, LE_1 podría presentar mayores deformaciones debido a la cercanía existente entre las bandas instrumentadas y la junta de hormigonado, así como por el menor desarrollo del lazo de empalme.

En base a los resultados obtenidos se ha podido apreciar que asumir la deformación de una barra como el promedio de las deformaciones de las armaduras componentes del lazo de empalme conlleva a errores que pueden resultar significativos, debido a la disparidad existente entre las medidas de las barras tipo “a” y las tipo “b”. Claro ejemplo de ello son las armaduras

que se encuentren dentro del tramo plástico, pero que al promediarlas no alcanzan aún el límite elástico. De esta manera, al realizar un análisis por barra se está dentro del lado seguro.

5.2.4. Comportamiento armadura transversal

En cuanto a las deformaciones experimentadas por la armadura transversal se puede decir que se encuentran muy por debajo de la asociada al límite elástico del acero. Pese a esto, es importante destacar que aunque se presenten deformaciones pequeñas se demuestra que la armadura transversal siempre toma parte de la carga solicitante.

También se ha podido observar una correspondencia entre la ubicación de máxima deformación de armadura transversal con el lado donde se genera la rotura de la pieza.

5.2.5. Abertura junta de hormigonado

Al someter un elemento a esfuerzos de flexión no se sabe a priori donde surgen las fisuras producto de la carga aplicada. Debido a esto, para poder realizar mediciones asociadas a abertura de junta, resulta indispensable disponer de instrumentación que permita medir, sea como sea, el registro requerido, cayendo en errores debido a la poca precisión generada.

Por esta razón se debe incurrir en criterios personales que permitan obtener valores que resulten satisfactorios para el autor.

Asumiendo como verdaderos los criterios planteados se ha podido observar que en general la máxima abertura de junta de hormigonado se genera en centro de vano de la sección (TEMPO 4), salvo aquellos casos donde no ha existido un correcto emplazamiento de la viga de reparto.

Frente a cargas de servicio (250 kN) se ha podido observar que las tres tipologías de losetas presentan máxima abertura de junta de hormigonado del orden, alcanzando un valor de 1,04 mm para LR; 0,91 mm para LD y 1,12 mm para LE_1. Por esta razón, resulta posible decir que frente a estos niveles de carga la loseta experimental presenta un comportamiento bastante satisfactorio.

A pesar de existir discordancia entre dónde ocurre la máxima abertura de junta de hormigonado, es posible decir que la loseta LD presenta una abertura mayor en carga de rotura.

A partir de los resultados obtenidos es posible concluir que la ubicación de la junta de hormigonado juega un rol importante dentro del esquema estático, debido a que mientras más cerca se encuentre del punto de aplicación de carga mayor será la abertura asociada (en LD la junta se encuentra a 200 cm del apoyo mientras que en las otras dos se ubica a 230 cm).

Mediante la comparación de respuesta con una estructura fisurada ha sido posible comprobar la incidencia negativa que ejerce una junta de hormigonado en lo referente a respuesta a servicio.

5.3. RESULTADOS CAMPAÑAS DE CARGA DINÁMICA

Con los resultados obtenidos en campañas de ensayo de carga dinámica, también denominados ensayos de fatiga, ha sido posible obtener una serie de conclusiones que permiten conocer si el comportamiento del empalme experimental resulta satisfactorio. Al igual que en campaña estática, se procede a un análisis paso a paso en base a los tres objetivos planteados con anterioridad.

5.3.1. Comparación resultados Losetas LR, LD y LE_2

En este apartado se desea comparar la respuesta estructural de las tres tipologías de losetas para una misma variación de tensión. En base a la restricción planteada por la normativa [EHE

(2008)], donde se limita $\Delta\sigma = 150$ MPa, se decide adoptar este valor para el ensayo de las losetas LR, LD y LE_2, a pesar que la normativa EHE establece que se realice una reducción de la variación de tensión en el caso de emplearse armaduras dobladas para ensayos de fatiga.

En base a la geometría y propiedades de la loseta LR se determina mediante teoría que tal variación de tensión se obtiene aplicando una carga mínima de 50 kN y 141 kN. De esta manera, se adoptan estos niveles de carga para la ejecución de las campañas dinámicas de las tres tipologías.

A continuación se procede a efectuar la comparación pertinente de cada uno de los casos en estudio.

5.3.1.1. Flechas frente a carga dinámica

Al analizar la variación de flecha longitudinal en el tiempo para las tres tipologías de losetas se ha podido apreciar que la máxima flecha está asociada a centro de vano, razón por la cual no se utilizarán promedios de flechas.

Al efectuar el mismo análisis para variación de flecha transversal se ha podido observar que existen pequeñas variaciones en las tres losetas, lo cual puede asociarse a una incorrecta centralización de la viga de reparto. Al ser tan pequeña esta variación es posible decir que la estructura se comporta como un elemento lineal frente a deformaciones.

Al observar la evolución de la flecha con el número de ciclos se ha podido corroborar cómo la acción cíclica de una carga en el tiempo incide en un progresivo aumento de la deformación, conllevando al deterioro de la rigidez por la propagación de fisuras, la degradación de la adherencia entre la armadura y el hormigón y el desarrollo de microfisuras.

Al observar la variación de flecha existente para una misma loseta en 5000 ciclos y $2 \cdot 10^6$ ciclos se ha podido apreciar cómo a medida que aumentan los ciclos de carga se incrementa esta variación. Esto refleja la degradación generada en el material producto de la aplicación de los ciclos de carga. Respecto a esto mismo es importante decir que en el caso de la loseta LR sucede lo inverso, es decir la variación de los primeros 5000 ciclos es mayor que la de los $2 \cdot 10^6$, razón por la cual se cree que se ha incurrido en algún error durante la medición de este valor.

Con respecto a las flechas máximas alcanzadas para 2000000 de ciclos se ha podido observar que la loseta LD presenta valores considerablemente inferiores a las otras tipologías (18,10 mm versus 21,25 mm para LR y 23,28 mm para LE_2).

De esta manera, es posible decir que la loseta experimental (LE_2) presenta niveles de flecha mayores a las otras tipologías (salvo los primeros 110000 ciclos).

5.3.1.2. Abertura junta de hormigonado frente a carga dinámica

Dada la concordancia existente en las mediciones generadas en los distintos puntos de medición de abertura de junta (frontal, centro y posterior) se decide asumir la abertura de junta como el promedio de los valores registrados.

En base a los resultados obtenidos se aprecia que para los primeros $3 \cdot 10^4$ ciclos la loseta de referencia presenta mayor abertura de junta, pero una vez excedidos estos ciclos la situación se invierte drásticamente, pasando la loseta experimental a presentar valores muy superiores a las otras tipologías. En base a esto es posible pensar que en un comienzo LR presenta aberturas mayores producto de una menor cuantía de armadura respecto a LD y LE_2, pero a partir de los 30000 ciclos empieza a jugar un rol importante para LE_2 la dimensión del empalme propuesto.

5.3.1.3. Comportamiento armadura longitudinal

Al analizar el comportamiento de la armadura longitudinal dispuesta se ha podido apreciar que la loseta LD presenta deformaciones inferiores a las otras tipologías, mientras que LR presenta para bajo número de ciclos deformaciones mayores y para alto número de ciclos menores que LE_2. Sin embargo, si se analizan las deformaciones promedio para las distintas barras componentes de las losetas en cuestión se observa que las deformaciones experimentadas por LE_2 sobrepasan con creces a las otras tipologías. Es importante destacar que en las tres losetas las deformaciones se encuentran comprendidas dentro del tramo elástico (salvo barra 3.a de la loseta LE_2).

De esta manera, se aprecia el mismo comportamiento de la campaña estática, es decir, la loseta LD presenta deformaciones inferiores producto de un mayor desarrollo de empalme y bandas extensométricas más alejadas de la zona de junta de hormigonado. La loseta LR presenta deformaciones mayores a LD como consecuencia de la cercanía de las bandas a la zona de junta, y deformaciones menores que LE_2 por una mejor continuidad en la armadura. Finalmente, LE_2 podría presentar mayores deformaciones debido a la cercanía existente entre las bandas instrumentadas y la junta de hormigonado, así como por el menor desarrollo del lazo de empalme.

El asumir la deformación de una barra como el promedio de las deformaciones de las armaduras componentes del lazo de empalme conlleva a errores que pueden resultar significativos, debido a la disparidad existente entre las medidas de las barras tipo “a” y las tipo “b”; sin embargo, se puede utilizar como medida orientativa, pero siempre resulta mejor realizar un análisis por barra.

5.3.1.4. Comportamiento armadura transversal

Al igual que en el caso estático se ha podido comprobar que las deformaciones experimentadas por la armadura transversal se encuentran muy por debajo de la asociada al límite elástico del acero. Pese a esto, se demuestra que siempre están trabajando.

Es importante destacar que en general las deformaciones experimentadas por la loseta LD son inferiores a las de LE_2.

5.3.1.5. Cargas de rotura estática

Al no presentarse rotura durante las campañas de carga cíclica ha sido necesario llevar las losetas a rotura para cuantificar el nivel de daño experimentado.

Si se comparan las cargas de rotura de las distintas tipologías de loseta se aprecia que LE_2 resiste una carga menor (302,07 kN versus 370,17 kN para LD y 403,24 kN para LR). Lo cual permite pensar que ha resultado más dañada que las otras losetas por la acción de la carga cíclica.

Si se establece una comparación entre la carga última obtenida teóricamente y la carga última experimental una vez finalizado el ensayo dinámico se aprecia que tanto la loseta LR como LD presentan una variación a su favor de carga, es decir resisten más de lo esperado, a pesar de haber sido sometidas a $2 \cdot 10^6$ ciclos. Esto no ocurre para la loseta LE_2, donde se observa que existe una variación negativa, es decir, la pieza ensayada previamente resiste menos de lo esperado. Esto corrobora lo planteado en el punto anterior.

Finalmente, si se comparan las cargas de rotura obtenidas en campañas estática con las resultantes una vez finalizados los ensayos de fatiga se observa para las tres losetas que la primera (estática) es mayor que la segunda (posterior a dinámica), es decir, en todas las losetas

existe un nivel de daño producto de la aplicación de los $2 \cdot 10^6$ ciclos de carga; sin embargo, LE_2 ha resultado mucho más dañada pues presenta una reducción mucho mayor (casi 29%).

5.3.1.6. Flecha en rotura estática

Para cargas del orden de 250 kN se observa que la flecha en las losetas LR y LE_2 es la misma, mientras que LD presenta valores inferiores. A partir de este punto se aprecia que para obtener una misma flecha en las tres losetas LE_2 requiere una carga mucho más pequeña (del orden de 70 kN), ratificando el daño de la pieza.

Con respecto a la flecha en carga de rotura se puede decir que LR presenta una flecha final de 209,46 mm, 113,33 mm para LE_2 y 106,84 mm para LD. Respecto a esto es importante destacar que a pesar de romper LE_2 a una carga inferior a la de LD, su flecha es mayor.

Si se establece una comparación entre la flecha experimentada en campaña estática y posterior a campaña dinámica se aprecia que para bajos niveles de carga la flecha experimentada por la loseta ensayada estáticamente es mayor a la desarrollada por la ensayada previamente a carga dinámica. Este fenómeno se asocia a que la estructura ensayada de forma estática durante el proceso de carga va originando fisuras, mientras que la ensayada previamente ya se encuentra en una fase de fisuras estabilizadas durante los $2 \cdot 10^6$ de ciclos. Una vez se excede este punto (350 kN para LR, 340 kN para LD y 260 kN para LE_2) y hasta la carga de rotura se observa que para obtener una misma flecha se requiere una carga inferior en la loseta ensayada previamente.

Si se comparan las flechas obtenidas en rotura una vez finalizados los ciclos de carga con las obtenidas en carga estática se aprecia que las primeras son considerablemente inferiores, con lo que se verifica el daño existente en una estructura producto de cargas permanentes en el tiempo.

Finalmente, al comparar los valores de flechas posteriores a ensayos dinámicos en las tres losetas se obtiene que LD y LE_2 obtienen deformaciones del mismo orden (90 mm), mientras que LR presenta una flecha en rotura muy superior (200 mm). Esto hace pensar que la disposición de un empalme reduce considerablemente la respuesta de una sección sometida a fatiga.

5.3.1.7. Abertura junta de hormigonado en rotura estática

Dada la disparidad existente en las mediciones generadas en los distintos puntos de medición de abertura de junta (frontal y posterior) se decide analizar los valores obtenidos en cada parte instrumentada (pues realizar el promedio podría inducir errores).

Al observar la máxima variación de abertura de junta de hormigonado en rotura se aprecia que la loseta LR presenta valores inferiores a LD (8,3 mm versus 18 mm). Esto permite pensar que la ejecución de un empalme incide de manera negativa en la abertura de junta de hormigonado.

No ha sido posible realizar una comparación satisfactoria entre los resultados obtenidos en campaña estática y luego de carga dinámica pues para dos de las tres losetas se cuenta con datos incompletos en una etapa de ensayo (LR en estática y LE_2 en posterior a dinámica). Sin embargo, en la loseta LD se aprecia que la abertura de junta en rotura dinámica es mayor a la alcanzada en estática.

De esta manera es posible decir que se ha corroborado que la loseta LE_2 resiste los $2 \cdot 10^6$ ciclos de carga, sin presentar rotura por fatiga, aún asumiendo una variación de tensión superior a la explicitada en la normativa. Sin embargo, se pueden observar flechas superiores a las alcanzadas por las otras tipologías, resultando mucho más perjudicadas por los ensayos de carga cíclica, niveles tensionales mayores y es de esperar también abertura de junta mayor.

5.3.2. Comparación resultados Losetas LE_2 y LE_3

Como se ha demostrado que la loseta LE_2 ha resistido $2 \cdot 10^6$ ciclos, a pesar de omitir la recomendación planteada por [EHE (2008)] acerca de la reducción de variación de tensión, se decide asumir igualmente para el ensayo de la loseta LE_3 una variación de 150 MPa, pero rangos de carga superiores a los de LE_2.

De esta manera, en este apartado se desea comparar la respuesta estructural de LE_2 y LE_3 para una misma variación de tensión, pero con diferentes niveles de carga.

Para el ensayo de LE_3 se asume una carga mínima de 119 kN y una carga máxima de 210 kN.

A continuación se procede a efectuar la comparación pertinente de cada uno de los casos en estudio.

5.3.2.1. Flechas frente a carga dinámica

Al analizar la variación de flecha longitudinal en el tiempo para la loseta LE_3 se ha podido observar que la máxima flecha ocurre en centro de vano, razón por la cual cuando se hable de flecha se hará referencia a este valor (no se utilizarán promedios). En el apartado anterior se ha verificado esta situación para LE_2.

Al efectuar el mismo análisis para la flecha transversal se ha visto que existen pequeñas variaciones entre los puntos de medición, lo cual puede asociarse a una incorrecta centralización de la viga de reparto. Al ser tan pequeña este valor es posible decir que la estructura se comporta como un elemento lineal frente a deformaciones.

Al observar la evolución de la flecha con el número de ciclos se corrobora el efecto de una acción cíclica en el tiempo, incidiendo en un progresivo aumento de la deformación, un deterioro de la rigidez por la propagación de fisuras, degradación de la adherencia acero-hormigón y el desarrollo de microfisuras.

Al analizar la variación de flecha existente para una misma loseta en 5000 ciclos y $2 \cdot 10^6$ ciclos se aprecia cómo a medida que aumentan los ciclos de carga esta variación aumenta. Esto refleja la degradación generada en el material producto de la aplicación de los ciclos de carga.

Con respecto a las flechas máximas alcanzadas para $2 \cdot 10^6$ ciclos se ha podido observar que LE_3 deforma más que LE_2 (35,31 mm versus 23,28 mm), lo cual tiene mucho sentido por los mayores niveles de carga de ensayo. De esta manera, es posible decir que la loseta LE_3 presenta una flecha mayor en más de 10 mm.

5.3.2.2. Abertura junta de hormigonado frente a carga dinámica

Dada la concordancia existente en las mediciones generadas en los distintos puntos de medición de abertura de junta (frontal, centro y posterior) se decide asumir la abertura de junta como el promedio de los valores registrados.

En base a los resultados obtenidos se aprecia que la abertura de junta de la loseta LE_3 excede con creces a la de LE_2 (en más de 0,4 mm). Esto tiene plena lógica pues al utilizarse cargas mayores en LE_3 se obtienen flechas mayores, que conllevan a mayor generación de fisuras y abertura de junta de hormigonado.

5.3.2.3. Comportamiento armadura longitudinal

Al analizar el comportamiento de la armadura longitudinal dispuesta se ha podido apreciar que en general la loseta LE_3 presenta deformaciones superiores a LE_2, habiendo excedido la deformación del límite elástico en casi todas sus armaduras antes de los 3000 ciclos de carga.

Se ha podido corroborar una vez más que la ubicación de las bandas extensométricas respecto a la junta de hormigonado y distancia al punto de aplicación de carga juega un rol importante, pues se demuestra una vez más que las barras tipo “a” presentan mayores deformaciones que las tipo “b”.

El asumir la deformación de una barra como el promedio de las deformaciones de las armaduras componentes del lazo de empalme conlleva a errores que pueden resultar significativos, debido a la disparidad existente entre las medidas de las barras tipo “a” y las tipo “b”; sin embargo, se puede utilizar como medida orientativa, pero siempre resulta mejor realizar un análisis por barra.

5.3.2.4. Comportamiento armadura transversal

Se ha podido comprobar que las deformaciones experimentadas por la armadura transversal de las dos losetas se encuentran muy por debajo de la asociada al límite elástico del acero. Pese a esto, se demuestra que siempre están trabajando.

Es importante destacar que en general las deformaciones experimentadas por la loseta LE_2 son inferiores a las de LE_3, producto de menores niveles de carga de ensayo.

5.3.2.5. Cargas de rotura estática

Al no presentarse rotura durante las campañas de carga cíclica ha sido necesario llevar las losetas a rotura mediante carga estática para cuantificar el nivel de daño experimentado.

Si se comparan las cargas de rotura de las losetas se aprecia que LE_2 resiste una carga menor (302,07 kN versus 357,00 kN para LE_3), lo que permite pensar que LE_2 ha resultado más dañada que LE_3 producto de la carga cíclica. Esto resulta contradictorio pues la loseta LE_3 se ha visto sometida a niveles de carga mayor.

Si se establece una comparación entre la carga última obtenida teóricamente y la carga última experimental una vez finalizado el ensayo dinámico se aprecia que la loseta LE_3 presenta una variación a su favor de carga, es decir, resiste más de lo esperado, a pesar de haber sido sometida a 2000000 de ciclos, mientras que LE_2 presenta una variación negativa, es decir, la pieza ensayada previamente resiste menos de lo esperado.

Finalmente si se comparan las cargas de rotura obtenidas en campaña estática con las resultantes una vez finalizados los ensayos de fatiga se observa que las dos losetas tienen una carga estática mayor que la determinada a posteriori de los ciclos dinámicos, es decir, las dos losetas presentan un nivel de daño como consecuencia de la aplicación de $2 \cdot 10^6$ ciclos de carga; sin embargo, LE_2 ha resultado mucho más dañada pues presenta una reducción mucho mayor (casi 29% versus 16%). Esto permite concluir que el mayor nivel de daño se encuentra directamente relacionado con la menor resistencia del hormigón de LE_2 en comparación al de LE_3 (74,25 MPa versus 80,61 MPa).

5.3.2.6. Flecha en rotura estática

Para cargas del orden de 250 kN se observa que la flecha en la loseta LE_3 es superior a la de LE_2. A partir de este punto se aprecia que para obtener una misma flecha en las dos losetas LE_2 requiere una carga mucho más pequeña (del orden de 50 kN), ratificando el daño de la pieza.

Si se establece una comparación entre la flecha experimentada en campaña estática y posterior a campaña dinámica se aprecia que para bajos niveles de carga la flecha experimentada por la loseta ensayada estáticamente es mayor a la desarrollada por la ensayada previamente a carga dinámica. Este fenómeno se asocia a que la estructura ensayada de forma estática durante el proceso de carga va originando fisuras, mientras que la ensayada previamente ya se encuentra en una fase de fisuras estabilizadas durante los $2 \cdot 10^6$ ciclos. Una vez se excede este punto (260 kN para LE_2 y 310 kN para LE_3) y hasta la carga de rotura se observa que para obtener una misma flecha se requiere una carga inferior en la loseta ensayada previamente.

Si se comparan las flechas obtenidas en rotura una vez finalizados los ciclos de carga con la obtenida de carga estática se aprecia que las primeras son considerablemente inferiores, con que se verifica el daño producto de cargas permanentes en el tiempo.

Finalmente, con respecto a la flecha en carga de rotura se puede decir que LE_3 presenta una flecha final de 140,00 mm y 113,33 para LE_2.

5.3.2.7. Abertura junta de hormigonado en rotura estática

Dada la disparidad existente en las mediciones generadas en los distintos puntos de medición de abertura de junta (frontal y posterior) se decide analizar los valores obtenidos en cada parte instrumentada (pues realizar el promedio podría inducir errores).

Al observar la máxima variación de abertura de junta de hormigonado en rotura se aprecia que la loseta LE_3 presenta un valor de 11 mm. Se piensa que incide negativamente la ejecución de un empalme en la abertura de junta de hormigonado.

No ha sido posible realizar una comparación entre los resultados obtenidos en campaña estática y luego de carga dinámica pues no se cuenta con datos para LE_2 en ensayo posterior a carga dinámica. Sin embargo, es posible decir que la abertura asociada a los ensayos a posteriori de la carga cíclica es mayor que la obtenida en campaña estática.

De esta manera, es posible decir que se ha corroborado que la loseta LE_3 resiste los 2000000 de ciclos de carga, sin presentar rotura por fatiga, aún asumiendo variaciones de tensión superiores a las explicitadas en las normativas y niveles de carga mayores; sin embargo, se observan flechas y deformaciones en la armadura longitudinal mayores, que podrían llevar al colapso la estructura. Es importante destacar que no sólo incide en los resultados obtenidos el nivel de variación de tensión de ensayo, sino que los niveles de carga utilizados y la resistencia de los materiales.

5.3.3. Comparación resultados Losetas LE_4 y L.F.S.

En este apartado se desea comparar la respuesta estructural de dos losetas experimentales, una ensayada a flexión simple [Villalba, S. (2010)] y la otra a flexión pura, adjudicando las diferencias existentes entre los resultados al esfuerzo cortante.

Como la campaña de ensayo de L.F.S. se encuentra ejecutada con anterioridad, se decide utilizar la misma variación de tensión con la finalidad de comparar resultados pertinentes. En base a [Villalba, S. (2010)] se asume una variación de tensión de 127 MPa, lo cual conllevaría a una carga mínima de 47 kN y carga máxima de 125 kN.

A continuación se procede a efectuar la comparación pertinente de los dos ensayos.

5.3.3.1. Flechas frente a carga dinámica

Al analizar la variación de flecha longitudinal en el tiempo en la loseta LE_4 se observa, al igual que en casos anteriores, que la flecha máxima está asociada a centro de vano de la sección.

Al efectuar el mismo análisis pero para variación de flecha transversal se ha podido observar que existen pequeñas variaciones en los tres puntos de medición (cercanas a 1 mm), lo cual puede asociarse a una incorrecta centralización de la viga de reparto. Al ser tan pequeña esta variación es posible decir que la estructura se comporta como un elemento lineal frente a deformaciones.

Al observar la evolución de la flecha con el número de ciclos se verifica una vez más el deterioro que existe en una estructura producto de la acción cíclica de una carga, sin importar el tipo de esquema estático al que se ve sometida, aumentando progresivamente la deformación, deteriorando la rigidez por la propagación de fisuras, degradando la adherencia acero- hormigón y desarrollando microfisuras.

En base a los resultados obtenidos se aprecia que a medida que aumentan los ciclos de carga se incrementa la variación de flecha, es decir, la variación existente para $2 \cdot 10^6$ ciclos es mayor que para 5000 ciclos. Esto refleja la degradación generada en el material por la repetitividad de carga.

Respecto a la flecha máxima obtenida para $2 \cdot 10^6$ ciclos se observa que LE_4 alcanza valores superiores a los de L.F.S. (19,85 mm versus 12,49 mm). Sin embargo, si se analiza la variación entre flecha máxima para $2 \cdot 10^6$ ciclos y 5000 ciclos se observa que es mayor en la loseta L.F.S. que en LE_4, esto permitiría pensar que la loseta ensayada a flexión simple resulta más perjudicada en cada aplicación de ciclo de carga, pero que pese a ello LE_4 presenta una flecha final mayor por la gran degradación generada en sus primeros ciclos de ensayo.

5.3.3.2. Abertura junta de hormigonado frente a carga dinámica

Pese a que anteriormente se ha decidido analizar cada registro de abertura de junta de hormigonado dada la gran diversidad en los datos (frontal, centro y posterior), en este caso se utilizan dos criterios diferentes a los empleados con anterioridad. El primero de ellos hace referencia al criterio empleado por [Villalba, S. (2010)], en el que se asume que el valor de la abertura de junta es equivalente al registro del Tempo correspondiente, dividido por el número de fisuras. Y el otro representa la abertura de junta promedio según criterio del autor, es decir, el registro del tempo se asumirá como abertura de junta. Se asume este último para establecer una comparación entre ambos criterios.

En base a los resultados obtenidos se aprecia que la curva LE_4 Total tiene valores superiores a las otras, lo cual resulta lógico dado el tipo de medición que efectúa.

Si se analizan las curvas promedio se observa que en general la abertura de junta de L.F.S. es inferior, salvo los últimos $1 \cdot 10^5$ ciclos, en que excede levemente a LE_4. Esto permite demostrar que la loseta ensayada a flexión simple presenta una mayor degradación en la abertura de junta de hormigonado producto de los reiterados ciclos de carga.

5.3.3.3. Comportamiento armadura longitudinal

A pesar que se ha estado insistiendo en el hecho que no se cree oportuno asumir la deformación de una armadura como el promedio de las deformaciones de las barras componentes del lazo de empalme, en este caso se asume como válido este criterio puesto que ha sido utilizado para el análisis de la Loseta Flexión Simple.

De esta manera, al comparar las deformaciones promedio de las armaduras longitudinales en las dos losetas en estudio se observa que las experimentadas por LE_4 son muy superiores a las de L.F.S. (en más del doble). Esto demuestra que a pesar de estar sometidas ambas losetas a un nivel de cargas tal que se genera un mismo esfuerzo de momento la loseta experimental se ve

mucho más solicitada que L.F.S. Sin embargo, es importante destacar que las deformaciones siempre han trabajado dentro del tramo elástico.

5.3.3.4. Comportamiento armadura transversal

Al analizar las deformaciones en la armadura transversal de las losetas se observa que las experimentadas por LE_4 son considerablemente mayores a las de L.F.S.; sin embargo, en ambos casos se encuentran muy por debajo de la asociada al límite elástico del acero. Pese a esto, se demuestra una vez más que siempre están trabajando.

En términos generales se puede decir que la deformación de la armadura de LE_4 dobla en valor a la de L.F.S.

5.3.3.5. Cargas de rotura estática

Al no presentarse rotura durante las campañas de carga cíclica en la loseta LE_4 y en L.F.S. [Villalba, S. (2010)] ha sido necesario llevar las losetas a rotura para cuantificar el nivel de daño experimentado.

Al comparar las cargas de rotura de las losetas en cuestión se aprecia que L.F.S. resiste una carga menor (238,72 kN versus 370,77 kN para LE_4).

Si se establece una comparación entre la carga última teórica y la carga última experimental una vez finalizado el ensayo dinámico, se aprecia que tanto la loseta LE_4 como L.F.S. presentan una variación a su favor de carga, es decir, resisten más de lo esperado, a pesar de haber sido sometidas a $2 \cdot 10^6$ ciclos. Sin embargo, este porcentaje es levemente mayor en L.F.S. que en LE_4.

Finalmente, si se comparan las cargas de rotura obtenidas en campaña estática con las resultantes una vez finalizados los ensayos de fatiga se observa que la primera (estática) es mayor que la segunda (posterior a dinámica), es decir, en ambas losetas existe un nivel de daño producto de la aplicación de los $2 \cdot 10^6$ ciclos de carga; sin embargo, LE_4 ha resultado mucho más dañada pues presenta una reducción mayor (casi 13%).

5.4. RESUMEN DE RESULTADOS

En este apartado se entrega un resumen de los resultados obtenidos a partir de los resultados y objetivos planteados en las campañas experimentales, tanto para carga estática como para dinámica.

5.4.1. Campañas de carga estática

En los ensayos de carga estática, realizados en las losetas LR, LD y LE_1, como primer aspecto se ha podido observar que las tres tipologías han experimentado una carga de rotura superior a la estimada teóricamente. En base a esto se ha demostrado que la armadura se encuentra trabajando en deformaciones superiores a la asociada al límite elástico, por lo que al asumir que se tiene como límite este valor se inducen errores. Pese a darse esta situación en todas las losetas, se ha podido observar que la loseta experimental (LE_1) ha presentado una carga de rotura mayor que LR y LD (Tabla 5. 1).

Tipo Losa	Q_{ult} teórica [kN]	Q_{ult} experimental [kN]	Variación [%]
LR	314,92	420,74	33,60
LD	314,84	400,37	27,16
LE_1	314,62	425,38	35,21

Tabla 5. 1. Cargas teóricas y de ensayo.

Al analizar la evolución de flecha en las tres tipologías se ha podido observar que prácticamente no existe variación transversal, por lo que se puede decir que las losetas se comportan como un elemento lineal frente a deformaciones. Ahora, al observar la evolución de flecha longitudinal se ha podido apreciar, tal como era de esperarse, que la máxima deflexión ocurre en centro de vano.

Al analizar la flecha en centro de vano para una carga de servicio de 250 kN (Tabla 5. 2) se ha podido observar que las tres losetas presentan valores del mismo orden, destacando que LE_1 presenta una flecha levemente mayor a las otras tipologías. De esta manera se puede decir que la flecha alcanzada por LE_1 para carga de servicio es bastante aceptable.

Frente a cargas de rotura se observa (Tabla 5. 2) que la loseta LE_1 presenta una flecha muy superior a la loseta DIN, siendo también mayor que la flecha máxima estimada para LR. De esta manera, se puede decir que frente a cargas de rotura LE_1 presenta desventajas por flechas excesivas.

LOSA	Flecha 250 [kN] [mm]	Flecha Rotura [mm]
LR	29,44	186,20 ⁽³³⁾
LD	31,38	131,72
LE_1	32,28	222,19

Tabla 5. 2. Flechas para ensayos de carga estática.

Se ha podido corroborar que existen grandes diferencias entre las flechas determinadas experimentalmente y las obtenidas mediante teoría, corroborando que la discontinuidad generada por la junta de hormigonado y su ubicación inciden en esa variación.

En lo referente a las deformaciones experimentadas por la armadura longitudinal se ha podido apreciar que asumir que la deformación de una barra es el promedio de las deformaciones de las armaduras componentes del lazo de empalme conlleva a errores que pueden resultar significativos. Sin embargo, dada la complejidad que establece el realizar un análisis barra a barra, resulta más práctico asumir ese criterio como verdadero.

En base a los resultados obtenidos es posible decir que la loseta LE_1 presenta mayores deformaciones producto de la cercanía existente entre las bandas extensométricas y la junta de hormigonado, así como por el menor desarrollo del lazo de empalme. La loseta LR presenta deformaciones menores que LE_1 producto de una mejor continuidad en la armadura, pero mayores que LD producto de la cercanía de las bandas instrumentadas a la junta. Finalmente LD presenta deformaciones menores como consecuencia de un mayor largo de empalme, a la vez que las bandas instrumentadas están más alejadas de la junta.

Respecto a las deformaciones experimentadas por la armadura transversal se aprecia que alcanzan valores muy pequeños, encontrándose muy por debajo de la deformación asociada al límite elástico. Sin embargo, es importante destacar que aunque se trate de valores pequeños se

⁽³³⁾ Es importante recordar que esta flecha ha sido propuesta en base a las consideraciones planteadas anteriormente.

demuestra que la armadura transversal siempre contribuye a resistir la carga solicitante, resistiendo tracciones transversales y aumentando el área de apoyo del anclaje del bucle.

En los registros de abertura de junta de hormigonado, dadas las características de la instrumentación, se incurre en mediciones generadas en un entorno a la junta, de esta manera constantemente se está midiendo, además de la abertura de la junta, las fisuras generadas en torno a ella. Por esta razón resulta necesario establecer un criterio de medida, asumiéndose en este caso que todo el registro efectuado por la instrumentación corresponde a la abertura de junta de hormigonado. Aceptando como verdadero este criterio, se ha podido observar que la medición de la abertura de junta de hormigonado no sigue un comportamiento simétrico, es decir, sus valores difieren, en algunos casos considerablemente, entre la cara frontal y posterior. Por esta razón se hacen comparaciones entre las máximas aberturas de junta experimentadas.

Al observar la abertura de junta de hormigonado para una carga de 250 kN (Tabla 5. 3) se aprecia que las tres tipologías presentan valores del mismo orden, siendo el valor de LE_1 levemente mayor al de LR y LD. Por esta razón, es posible decir que frente a estos niveles de carga la abertura de junta de la loseta experimental presenta un comportamiento bastante satisfactorio. Para cargas de rotura se puede observar que la máxima abertura de junta es mayor en la loseta LD (Tabla 5. 3), con lo cual es posible concluir que la ubicación de la junta de hormigonado juega un rol importante dentro del esquema estático, debido a que mientras más cerca se encuentre del punto de aplicación de carga mayor será la abertura asociada (en LD la junta se encuentra a 200 cm del apoyo mientras que en las otras dos se ubica a 230 cm).

LOSA	A.J.H. 250 [kN] [mm]	A.J.H. Rotura [mm]
LR	1,0392	— ⁽³⁴⁾
LD	0,9092	11,3996
LE_1	1,1200	10,4250

Tabla 5. 3. Máxima Abertura junta de hormigonado para ensayos carga estática.

Al establecer una comparación entre la abertura de junta experimental y la abertura de fisura determinada teóricamente ha sido posible comprobar la incidencia negativa que ejerce una junta de hormigonado en lo referente a respuesta a servicio.

5.4.2. Campañas de carga dinámica

Es importante recordar que en campañas de carga dinámica se ha decidido realizar tres tipos de comparaciones y en base a éstas se ha especificado la variación de tensión asociada, a partir de la cual se obtienen las cargas máximas y mínimas de ensayo, siguientes:

- LR, LD y LE_2 $\rightarrow \Delta\sigma = 150 \text{ MPa}$ $\rightarrow Q_{\min} = 50 \text{ kN}$ $Q_{\max} = 141 \text{ kN}$
- LE_3 $\rightarrow \Delta\sigma = 150 \text{ MPa}$ $\rightarrow Q_{\min} = 119 \text{ kN}$ $Q_{\max} = 210 \text{ kN}$
- LE_4 $\rightarrow \Delta\sigma = 127 \text{ MPa}$ $\rightarrow Q_{\min} = 47 \text{ kN}$ $Q_{\max} = 125 \text{ kN}$

Es importante también tener en consideración la variación de tensión y niveles de carga máxima y mínima de loseta Flexión Simple (L.F.S.) [Villalba, S. (2010)], resultando que:

- L.F.S. $\rightarrow \Delta\sigma = 127 \text{ MPa}$ $\rightarrow Q_{\min} = 30 \text{ kN}$ $Q_{\max} = 80 \text{ kN}$

En lo referente a flechas en carga dinámica se ha podido apreciar que existe sólo una pequeña variación en la flecha transversal experimentada en las distintas tipologías ensayadas y bajo las diferentes condiciones de carga, por lo que es posible decir que las losetas se comportan como

⁽³⁴⁾ No se cuenta con registros de abertura de junta de hormigonado en Etapa II de ensayo en Loseta LR.

elementos lineales frente a deformaciones. Con respecto a la variación experimentada longitudinalmente se puede decir que la máxima flecha ocurre en centro de vano de la sección.

Al observar la evolución de la flecha con el número de ciclos se ha podido verificar el deterioro generado en una estructura producto de la acción cíclica de una carga, sin importar el tipo de esquema estático (flexión pura o simple), aumentando progresivamente la deformación, deteriorando la rigidez por la propagación de las fisuras, degradando la adherencia existente entre el acero y el hormigón y desarrollando microfisuras.

Loseta	Nº ciclos	Flecha _{min} [mm]	Flecha _{max} [mm]	ΔFlecha [mm]	ΔFlecha _{min} [mm]	ΔFlecha _{max} [mm]
LR	4657	12,08	18,95	6,87	2,57	2,30
	2000000	14,65	21,25	6,60		
LD	5735	11,25	16,51	5,26	1,48	1,59
	2000000	12,73	18,10	5,37		
LE_2	5812	12,38	18,60	6,22	3,67	4,68
	2000000	16,05	23,28	7,23		
LE_3	6060	22,91	29,90	6,99	4,85	5,41
	2000000	27,76	35,31	7,55		
LE_4	3600	11,92	17,28	5,36	2,34	2,57
	2000000	14,26	19,85	5,59		
L.F.S.	5445	5,86	8,79	2,93	3,59	3,70
	2000000	9,45	12,49	3,04		

Tabla 5. 4. Flechas obtenidas para primeros ciclos y $2 \cdot 10^6$ de ciclos ensayos dinámicos.

Tal como es de esperarse la flecha máxima experimentada para $2 \cdot 10^6$ ciclos (Tabla 5. 4) ocurre en la loseta LE_3, como consecuencia de los mayores niveles de carga. Ahora, si se analizan las flechas para mismos niveles de carga, se observa que la flecha de LE_2 es mayor a la de las otras tipologías Y al compararse la loseta sometida a flexión pura (LE_4) con la ensayada a flexión simple (L.F.S.) se observa que la loseta LE_4 presenta una flecha mayor, pero la variación de flecha máxima y mínima es mayor en L.F.S., lo cual permitiría pensar que la loseta ensayada a flexión simple resulta más perjudicada en cada aplicación de ciclo de carga, pero que pese a ello LE_4 presenta una flecha final mayor por la gran degradación generada en sus primeros ciclos de ensayo.

Con respecto a la abertura de junta de hormigonado, una vez transcurridos $1 \cdot 10^6$ ciclos se observa que es mayor en LE_3 (Tabla 5. 5) producto de los mayores niveles de carga.

Loseta	Nº ciclos ⁽³⁵⁾	A.J.H. Promedio [mm]
LR	1000000	0,4032
LD	1000000	0,3872
LE_2	1000000	0,4430
LE_3	1000000	0,9691
LE_4	1000000	0,2854 ⁽³⁶⁾
L.F.S.	1000000	0,2600 ⁽³⁶⁾

Tabla 5. 5. Máxima abertura de junta de hormigonado promedio para ensayos de carga dinámica.

⁽³⁵⁾ Se consideran $1 \cdot 10^6$ de ciclos pues no se cuenta con datos fidedignos para $2 \cdot 10^6$ ciclos en loseta LE_2.

⁽³⁶⁾ Se asume criterio para medición de abertura de junta de acuerdo a [Villalba, S. (2010)].

En lo referente a las deformaciones experimentadas por la armadura longitudinal se ha podido apreciar que asumir que la deformación de una barra es el promedio de las deformaciones de las armaduras componentes del lazo de empalme conlleva a errores que pueden resultar significativos. Sin embargo, dada la complejidad que establece el realizar un análisis barra a barra, resulta más práctico asumir ese criterio como verdadero.

En base a los resultados obtenidos es posible decir que la loseta LE_3 presenta deformaciones longitudinales superiores a las otras losetas, lo cual era de esperar dados los mayores niveles de carga solicitante. Si se analizan las deformaciones para los mismos niveles de carga se observa que LE_2 presenta mayores deformaciones producto de la cercanía de las bandas con la junta de hormigonado, además del menor desarrollo del largo de empalme; LR presenta deformaciones mayores a LD por la cercanía de las bandas a la junta pero menores que LE_2 producto de una mejor continuidad en la armadura. Finalmente, LD presenta deformaciones menores como consecuencia de un mayor desarrollo de empalme, a la vez que las bandas se encuentran más alejadas de la zona de junta. Si se comparan las deformaciones frente a flexión simple y pura se aprecia que las deformaciones experimentadas por LE_4 son muy superiores a las de L.F.S.

Respecto a las deformaciones experimentadas por la armadura transversal se aprecia que alcanzan valores muy pequeños, encontrándose muy por debajo de la deformación asociada al límite elástico, alcanzando valores menores en LD que en LE, y destacando que para esta última se tienen mayores deformaciones en LE_3 producto de los mayores niveles de carga.

En ninguna de las losetas se ha producido rotura durante los ensayos de carga dinámica, por lo que ha sido necesario llevar a rotura las secciones mediante ensayos de carga estática al finalizar el ensayo de fatiga. Si se comparan las cargas de rotura teórica y experimental para las distintas tipologías de loseta ensayadas a flexión pura (todas menos L.F.S.) se observa que LE_2 presenta una carga inferior (Tabla 5. 6), a la vez que presenta un porcentaje de variación respecto a la carga de rotura teórica negativo, lo cual permite verificar que ha resultado más dañada durante las campañas de carga dinámica, a pesar que la loseta LE_3 se encuentra sometida a niveles de carga mayor. Esto permite concluir que el mayor nivel de daño se encuentra directamente relacionado con la menor resistencia del hormigón de LE_2 en comparación al de LE_3.

Tipo Losa	Q_{ult} teórica [kN]	Q_{ult} experimental [kN]	Variación [%]
LR	315,00	403,24	28,01
LD	315,06	370,17	17,49
LE_2	314,77	302,07	-4,04
LE_3	314,97	357,00	13,34
LE_4	314,94	370,77	17,73
L.F.S.	201,21	238,72	18,64

Tabla 5. 6. Variación entre carga de rotura teórica y experimental tras ensayos a fatiga.

Si se comparan las cargas de rotura obtenidas en campaña estática y posteriores a ensayos de carga dinámica (Tabla 5. 7) se aprecia que la primera es mayor que la segunda en todas las tipologías, es decir, en todas las losetas existe un daño irreversible producto de la aplicación de $2 \cdot 10^6$ ciclos de carga, destacando que la reducción es mucho mayor para LE_2 (casi 29%), lo que corrobora que ha resultado más dañada.

Loseta	Q_{ult exp estática} [kN]	Q_{ult exp dinámica} [kN]	$\frac{Q_{ult\ exp\ dinámica}}{Q_{ult\ exp\ estática}}$ [%]
LR	420,74	403,24	95,84
LD	400,37	370,17	92,46
LE_2	425,38	302,07	71,01
LE_3	425,38	357,00	83,92
LE_4	425,38	370,77	87,16
L.F.S.	260,73	238,72	91,56

Tabla 5. 7. Variación cargas de rotura campañas estáticas y posteriores a campañas dinámicas.

Al analizar la flecha máxima bajo carga de rotura (Tabla 5. 8) en las distintas tipologías se aprecia que no existe una secuencia lógica entre daño un vez finalizada la campaña dinámica y la flecha asociada a carga de rotura. Por ejemplo loseta LE_2 presenta una flecha mayor que LD rompiendo a una carga menor, pero menor que LR; A la vez se observa que la loseta LE_3 presenta una flecha de rotura mayor que LE_2.

Loseta	Flecha Rotura [mm]
LR	209,46
LD	106,84
LE_2	113,33
LE_3	140,00

Tabla 5. 8. Flechas bajo carga de rotura.

Si se establece una comparación entre la flecha experimentada en campaña estática y posterior a campaña dinámica (omitiendo el remanente de flecha por fatiga) se aprecia que para bajos niveles de carga la flecha experimentada por la loseta ensayada estáticamente es mayor a la desarrollada por la ensayada previamente a carga dinámica. Este fenómeno se asocia a que la estructura ensayada de forma estática durante el proceso de carga va originando fisuras, mientras que la ensayada previamente ya se encuentra en una fase de fisuras estabilizadas durante los $2 \cdot 10^6$ ciclos. Una vez se ha excedido este punto y hasta la carga de rotura se observa que para obtener una misma flecha se requiere una carga inferior en la loseta ensayada previamente.

Con respecto a los valores de abertura de junta de hormigonado no se cuenta con registros para la loseta LE_2 por problemas con las mediciones realizadas, por esto mismo tampoco se puede hacer una comparación satisfactoria entre la abertura bajo carga de rotura estática y luego de carga dinámica.

Finalmente, es posible decir que se ha corroborado que la loseta LE_2 resiste los $2 \cdot 10^6$ ciclos de carga, sin presentar rotura por fatiga, aún asumiendo una variación de tensión superior a la explicitada en las normativas. Sin embargo, se pueden observar flechas superiores a las alcanzadas por las otras tipologías, resultando mucho más perjudicadas por los ensayos de carga cíclica, niveles tensionales mayores y es de esperar también abertura de junta mayor. De esta manera sería posible decir que en cuanto a estos aspectos presenta un comportamiento deficiente.

Con respecto a la loseta LE_3 se demuestra que también resiste los $2 \cdot 10^6$ ciclos de carga, sin presentar rotura por fatiga, asumiendo la misma variación de tensión anterior y niveles de carga mayores; sin embargo, se observan flechas y deformaciones en la armadura longitudinal

mayores, que podrían llevar al colapso la estructura. Es importante destacar que no sólo incide en los resultados obtenidos el nivel de variación de tensión de ensayo, sino que los niveles de carga utilizados y la resistencia de los materiales.

Al establecer una comparación para un ensayo de flexión pura y simple se ha podido observar que la loseta LE_4 presenta mayor flecha para $2 \cdot 10^6$ ciclos, abertura de junta de hormigonado superior y mayor daño producto de la aplicación de los ciclos de carga. Pese a esto, se observa que la variación de flechas y abertura de junta entre 3000 y $2 \cdot 10^6$ ciclos es mayor en L.F.S., lo que permitiría pensar que la loseta en flexión simple presenta más daño producto de los ciclos de carga, mientras que LE_4 presenta un peoo comportamiento para el primer ciclo de carga (de ahí que finalmente presente una flecha mayor).

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

6.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo, tras un breve resumen, se recogen las principales conclusiones obtenidas en los capítulos de este trabajo de investigación y se plantean las futuras líneas de investigación. En la Figura 6. 1 se pueden observar cada una de las etapas previas desarrolladas.

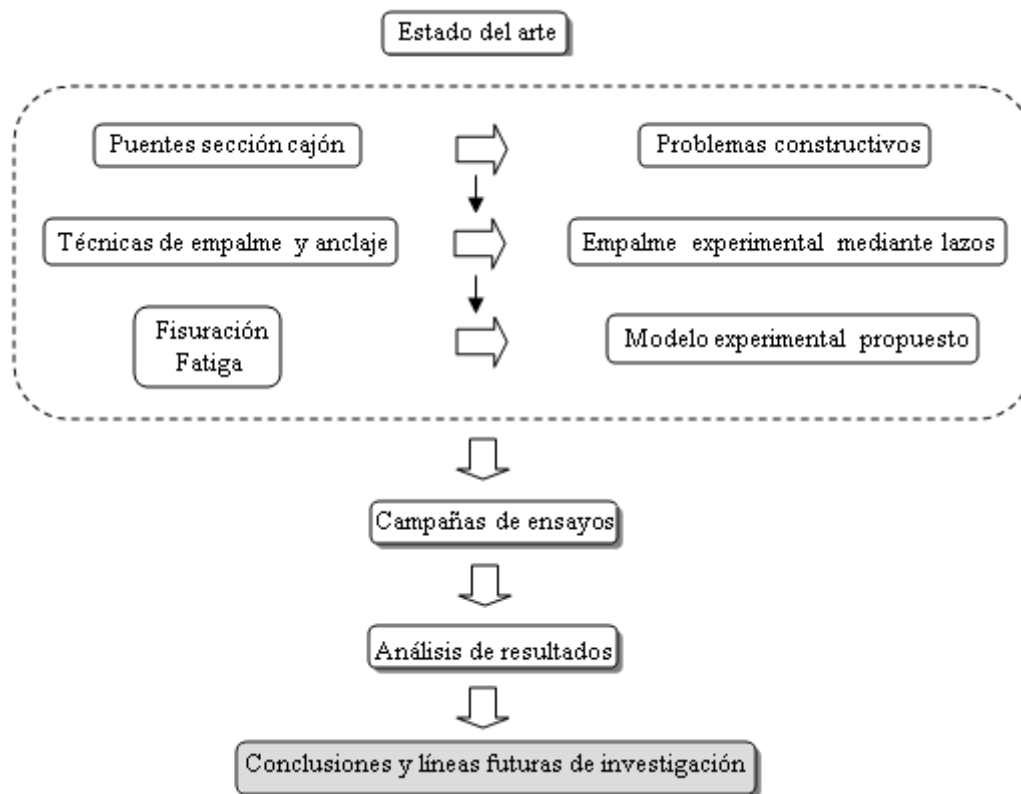


Figura 6. 1. Esquema general de la tesis. En gris se presenta la parte correspondiente al capítulo 6.

6.2. RESUMEN DEL ESTADO DEL ARTE Y MODELO EXPERIMENTAL PROPUESTO

Dado el gran uso que tiene hoy en día la sección cajón en la construcción de puentes resulta necesario investigar constantemente nuevas técnicas que permitan resolver ciertos inconvenientes asociados a su ejecución. Dada la geometría de la sección cajón resulta imposible ejecutar el hormigonado de manera continua, por lo que los problemas asociados a su ejecución son inevitables y sólo es posible implantar nuevas técnicas que permitan ciertas mejoras.

Respecto a esto se han planteado dos secuencias de hormigonado, una por los suizos y otra por la empresa Mecanotubo. Respecto a esta última es posible decir que se disminuyen considerablemente los plazos de ejecución, reduciendo los costos asociados a su construcción. Sin embargo, esta técnica presenta un nuevo inconveniente: se deben realizar empalmes de armadura mediante prolongación recta.

En base a las normativas [EHE (2008)], [DIN 1045 (1972, 1988)] y [ACI 318 (2005)] se ha podido observar que los largos de empalme asociados a prolongación recta se caracterizan por ser de gran longitud, debido a los grandes diámetros con los que se suele trabajar, existiendo grandes dificultades para retirar el encofrado interior de la sección y gran peligrosidad para los operarios (poco espacio libre). Se ha demostrado, en base a estas mismas normativas, que

realizar un empalme mediante bucle aminoraría considerablemente esa longitud, disminuyendo consecuentemente las dificultades anteriormente planteadas.

En base a esta ventaja se planteó en un trabajo de investigación la necesidad de ejecutar un nuevo lazo de empalme, mediante adherencia de armaduras, el cual se dimensiona con respecto al diámetro del mandril de doblado y a las restricciones mínimas establecidas por la normativa DIN 1045, realizándose una primera Tesis Doctoral [Villalba, S. (2008, 2010)]. El trabajo desarrollado en el presente trabajo de investigación es una continuación de la Tesis recientemente mencionada. Si allí la respuesta estructural del enlace se evaluaba en flexión simple y con rangos de variación de tensión en las armaduras recomendados por las normas, en este trabajo los ensayos se realizan en flexión pura y con rangos de variación de tensión y límites de ésta superiores a los prescritos en los códigos.

Para estudiar el comportamiento de este empalme en estas circunstancias se han confeccionado losetas con dimensiones representativas de un puente de ferrocarril, las cuales difieren en la armadura dispuesta, distinguiéndose las losetas de Referencia, las losetas DIN y las Experimentales. En base a la comparación de la medición de cargas últimas, de deformaciones en la armadura, flechas y abertura de junta de hormigonado en las tres tipologías se podrá concluir acerca del comportamiento del empalme experimental.

Se someten las estructuras a ensayos de carga estática y dinámica bajo un esquema de flexión pura. Para ello se diseña la viga de reparto de tal manera que el empalme mediante lazos se sitúe dentro de los puntos de aplicación de carga (y no aplicar carga directamente en el empalme) y el empalme en las losetas LD y LE diste 5 cm de la junta de hormigonado.

6.3. RESUMEN DEL ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.3.1. Respuesta Losetas campaña estática

En base a los resultados obtenidos se aprecia que:

- La carga última experimentada por la loseta LE_1 es levemente mayor que la de LR, la cual a la vez es mayor que la de LD. Esto se debe en parte a las dimensiones del lazo de su empalme y a la resistencia del hormigón de las losetas.
- Frente a cargas de servicio las tres losetas presentan flechas similares, siendo levemente mayor en LE_1, mientras que para cargas de rotura la flecha alcanzada por LE_1 supera con creces a la de las otras tipologías.
- En términos generales se puede decir que las deformaciones de la armadura longitudinal experimentadas por LE_1 exceden los valores de LR, los que a su vez sobrepasan lo de LD. A grandes rasgos esto se debe al menor largo de empalme de LE_1 respecto a LD, y a la doble cuantía de armadura de LD respecto a LR.
- Las deformaciones experimentadas por la armadura transversal se caracterizan por ser muy inferiores a la asociada al límite elástico del acero. A pesar de ello se observa que las deformaciones experimentadas por LE_1 son mayores a las de LD. Esto se asocia al menor largo de empalme y a una función de mayor apoyo de la biela comprimida.
- Frente a cargas de servicio se aprecia que la abertura de junta de la loseta LE_1 es mayor a la de las otras tipologías.
- La ubicación de la junta de hormigonado juega un rol importante dentro del esquema estático, pues mientras más cerca se encuentre del punto de aplicación de carga mayor será la abertura asociada.

- En base a la comparación de abertura de junta de hormigonado y abertura de fisura teórica es posible corroborar la incidencia negativa que ejerce una junta en lo referente a respuesta en servicio.

6.3.2. Respuesta Loseta Experimental campaña dinámica

Teniendo presente que:

- LE_2 $\rightarrow \Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{\max \text{ teo}} = 300 \text{ MPa}$
- LE_3 $\rightarrow \Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{\max \text{ teo}} = 414 \text{ MPa}$
- LE_4 $\rightarrow \Delta\sigma = 127 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{\max \text{ teo}} = 274 \text{ MPa}$

Es posible decir que:

- Transcurridos $2 \cdot 10^6$ ciclos, la flecha máxima de la loseta LE_3 es mayor que la de LE_2, la que a su vez es mayor que LE_4 (35,31 mm, 23,28 mm y 19,85 mm respectivamente), producto del mayor nivel de carga de ensayo.
- Para $1 \cdot 10^6$ ciclos se tiene que la máxima abertura de junta en LE_3 es mayor que la de LE_2, la que a la vez es levemente mayor que la asociada a LE_4 (0,98 mm, 0,45 mm y 0,44 mm respectivamente).
- En general, las deformaciones promedio experimentadas por LE_3 son superiores a las otras losetas, excediendo en algunos casos el límite elástico.
- Al analizar las barras de armado se aprecia que algunas de las dispuestas en las losetas LE_2 y LE_3 exceden el límite elástico como consecuencia de una elevada carga máxima de ensayo.
- A pesar de presentar valores pequeños, las deformaciones experimentadas por la armadura transversal de la loseta LE_3 son mayores que las de las otras tipologías, producto de mayores niveles de carga.
- La carga de rotura, una vez finalizada la campaña dinámica en la loseta LE_4, es mayor a la de LE_3, la que a su vez excede la alcanzada por LE_2 (370,77 kN, 357,00 kN y 302,07 kN respectivamente). Esto se debe en parte a los niveles de carga de ensayo y a la resistencia del hormigón.
- La loseta LE_2 ha resultado más dañada que LE_3 a pesar de haber resistido ciclos de carga de menor magnitud, aunque de igual variación de tensión. Este comportamiento está directamente asociado a la menor resistencia del hormigón de LE_2.

6.3.3. Respuesta Loseta Experimental en comparación a Loseta Referencia campaña dinámica

Teniendo presente que:

- LE_2 $\rightarrow \Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 50 \text{ kN}$
- LR $\rightarrow \Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 50 \text{ kN}$

Es posible decir que:

- Transcurridos $2 \cdot 10^6$ ciclos la flecha máxima de la loseta LE_2 es mayor que la de LR en 2,03 mm.
- Para $1 \cdot 10^6$ ciclos se tiene que la máxima abertura de junta de LE_2 es mayor que la de LR en aproximadamente 0,04 mm.
- La deformación máxima y mínima promedio de la armadura longitudinal de LE_2 excede a la experimentada por LR.

- La armadura longitudinal de la loseta LR presenta deformaciones menores que LE_2 producto de una mejor continuidad en la armadura.
- La carga de rotura, una vez finalizada la campaña dinámica en la loseta LE_2 es menor que la de LR. Esto corrobora un daño mayor en LE_2 producto de los ciclos de carga.
- La flecha en rotura una vez finalizada la campaña dinámica en la loseta LR es considerablemente mayor que alcanzada por LE_2 (209,46 mm versus 113,33 mm).

6.3.4. Respuesta Loseta DIN en comparación a Loseta Referencia campaña dinámica

Teniendo presente que:

- LD $\rightarrow \Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 50 \text{ kN}$
- LR $\rightarrow \Delta\sigma = 150 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 141 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 50 \text{ kN}$

Es posible decir que:

- Transcurridos $2 \cdot 10^6$ ciclos la flecha máxima de la loseta LR es mayor que la de LD en 3,15 mm, producto de la doble cuantía en la zona de empalme.
- Para $2 \cdot 10^6$ ciclos se tiene que la máxima abertura de junta de LD es mayor que la de LR en aproximadamente 0,06 mm, producto de la mayor cercanía de la junta al punto de aplicación de carga.
- La deformación máxima y mínima promedio de la armadura longitudinal de LR excede a la experimentada por LD.
- La armadura longitudinal de la loseta LR presenta deformaciones mayores que LD producto de la doble cuantía de armadura en la zona de empalme.
- La carga de rotura una vez finalizada la campaña dinámica en la loseta LR es mayor que la de LD, producto de la mejor continuidad de la armadura.
- La loseta LD ha resultado más dañada que la LR durante ensayo de fatiga.
- La flecha en rotura una vez finalizada la campaña dinámica en la loseta LR es considerablemente mayor que alcanzada por LD (209,46 mm versus 106,84 mm).

6.3.5. Comparación Flexión Pura (LE_4) y Flexión Simple (L.F.S.) campaña dinámica

Teniendo presente que:

- LE_4 $\rightarrow \Delta\sigma = 127 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 125 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 47 \text{ kN}$
- L.F.S. $\rightarrow \Delta\sigma = 127 \text{ MPa} \rightarrow Q_{\max} = 80 \text{ kN}$ y $Q_{\min} = 30 \text{ kN}$

Es importante destacar que estas cargas se determinan buscando obtener el mismo momento flector en las losetas.

Es posible decir que:

- Transcurridos $2 \cdot 10^6$ ciclos la flecha máxima de LE_4, es mayor que la de L.F.S. en 7,36 mm.
- Para $2 \cdot 10^6$ ciclos se tiene que la abertura total máxima de junta de LE_4 es mayor que la de L.F.S. producto que considera abertura de junta de hormigonado y fisuras generadas en el entorno de medición. Además, si se asume el criterio planteado en [Villalba, S. (2010)], se observado que la abertura de junta de LE_4 es puntualmente menor, en una pequeña magnitud, que L.F.S.
- Las deformaciones longitudinales promedio por barra en la loseta LE_4 son mayores a las experimentadas por L.F.S. Es posible destacar, además, que asumir deformaciones como promedios de medidas induce errores que pueden volverse significativos.

- En términos generales se aprecia que la deformación de la armadura transversal de la loseta LE_4 es mayor que la de L.F.S., apreciándose en ambos casos deformaciones muy inferiores a la asociada al límite elástico.
- La carga de rotura una vez finalizada la campaña dinámica en L.F.S. es menor que la de LE_4, pudiendo incidir la menor resistencia del hormigón que la constituye.
- En base a la relación de cargas de rotura se puede apreciar que la loseta LE_4 ha resultado más dañada producto de los ciclos de carga.
- Entre los 5000 y $2 \cdot 10^6$ ciclos la degradación de la loseta L.F.S. [Villalba, S. (2010)], que está sometida a cortante durante el ensayo, es mayor que la de LE_4 (mayor variación de flecha mínima y máxima), aunque al final la loseta LE_4 presenta una deformación mayor.

6.4. CONCLUSIONES

En base a los resultados obtenidos es posible concluir que:

1. Flechas:

- Para $\Delta\sigma = 150$ MPa las flechas en las Losetas Experimentales (luego de finalizar $2 \cdot 10^6$ ciclos) exceden el valor de la Loseta de Referencia.
- Para $\Delta\sigma_{red} = 127$ MPa la flecha en la Loseta Experimental (transcurridos $2 \cdot 10^6$ ciclos) es menor que la obtenida en la Loseta de Referencia (con $\Delta\sigma = 150$ MPa).
- Sin importar $\Delta\sigma$, la flecha en la Loseta Experimental es siempre mayor que la asociada a la Loseta DIN para $2 \cdot 10^6$ ciclos.
- La Loseta Experimental sometida a flexión pura tiene mayor flecha que la ensayada a flexión simple [Villalba, S. (2010)] por tener mayor área el diagrama de Momentos Flectores producido por la disposición de cargas de ensayo.

2. Abertura de junta de hormigonado:

- Sin importar $\Delta\sigma$, la apertura de junta, transcurridos $1 \cdot 10^6$ ciclos, en la Loseta Experimental es mayor que la de la Loseta de Referencia, la que a su vez es mayor que la asociada a la Loseta DIN.
- Considerando el criterio [Villalba, S. (2010)] de medición de apertura de junta, se observa que la apertura de la Loseta Experimental sometida a flexión pura es levemente mayor que la medida en flexión simple.

3. Deformación promedio en armadura longitudinal:

- Sin importar $\Delta\sigma$, la deformación de la armadura longitudinal de la Loseta Experimental, transcurridos $2 \cdot 10^6$ ciclos, es mayor que la experimentada por la Loseta de Referencia, la que a su vez es superior a la de la Loseta DIN.
- La deformación de la armadura longitudinal de la Loseta Experimental sometida a flexión pura es mayor que la medida en flexión simple.
- Las deformaciones últimas de las barras longitudinales son muy sensibles a la posición de las bandas extensométricas (encapsuladas) respecto a la junta de hormigonado.

4. Deformación armadura transversal:

- Sin importar $\Delta\sigma$, la deformación de la armadura transversal en la Loseta Experimental es mayor que la de la Loseta DIN. Esto se interpreta como que existe mayor transferencia de carga por apoyo cuando la longitud de adherencia es menor.
- La deformación de la armadura transversal de la Loseta Experimental sometida a flexión pura es mayor que la asociada a flexión simple.

5. Carga de rotura:

- Después de $\Delta\sigma = 150$ MPa, las Losetas Experimentales tienen una carga de rotura menor que la Loseta de Referencia y Loseta DIN.
- Para $\Delta\sigma_{red} = 127$ MPa, la carga de rotura de la Loseta Experimental es menor que la medida en Loseta de Referencia, pero mayor que la de Loseta DIN.
- La carga de rotura equivalente, obtenida a partir de igualar el momento de rotura en flexión pura al obtenido en flexión simple, es mayor que la obtenida en L.F.S.
- No incide directamente en la carga de rotura sólo el valor de $\Delta\sigma$ y nivel de cargas de ensayo, sino que también influye la resistencia a compresión del hormigón.

6. Relación $Q_{ult \text{ exp din}} / Q_{ult \text{ exp est}}$ (%):

LR (95,84%) > LD (92,46%) > L.F.S. (91,56%) > LE_4 (87,16%) > LE_3 (83,92%) > LE_2 (71,01%)

En el nivel de daño, finalizada la campaña de carga dinámica, inciden en el siguiente orden:

- Tipo de empalme, según proporción de la respuesta asociada a la adherencia y al apoyo de bielas entre lazos.
- Variación de tensión de ensayo.
- Niveles de carga de ensayo, asociados directamente a resistencia del hormigón. Como se ha visto, para una misma variación de tensión con tensiones máximas distintas (LE_3 y LE_2), la carga última de la losa con mayor nivel de carga (LE_3) supera a la cargada con menor sollicitación (LE_2) debido a la mayor resistencia del hormigón.

6.5. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En base al trabajo desarrollado en esta tesis, además del realizado en [Villalba, S. (2010)] se ha podido estudiar la respuesta del lazo de empalme propuesto mediante bucles frente a flexión pura y flexión simple. Resultaría también muy interesante estudiar la respuesta de armaduras por bucles trabajando a tracción, planteando para ello las siguientes líneas de investigación:

- Estudio de empalmes mediante lazos en losas superiores sobre pilas en puentes continuos prefabricados de hormigón o mixtos.
- Estudio de empalmes mediante lazos en almas de puentes prefabricados de hormigón cuyo canto se recrece “in situ”.

REFERENCIAS

ACHE (2000). *Armaduras pasivas en la Instrucción EHE*. Monografía M-1. Comisión 2, Grupo de trabajo 2/1. ACHE GEHO-ATEP. Madrid.

ACI 318 (1999). *Building Code Requirement for Reinforced Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)*. American Concrete Institute, Farmington Hills; Mich.

ACI 318 (2002). *Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-06)*. American Concrete Institute. Detroit.

ACI 318 (2005). *Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentarios (ACI 318SR-05)*. American Concrete Institute.

AENOR (1998). *Determinación de la adherencia de las barras y alambres de acero para armaduras de hormigón armado*. Norma Española UNE 36740:1998.

Aguado, A.; Hereu, A.; Mari, A. R.; Oliveira, M. O. F.; Rosell, J. J. (1990). *El comportamiento a fatiga de estructuras de hormigón en masa, armado y pretensado*. Serie Docencia. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Barcelona.

Aparicio, A.; Casas, J. R. (2008). *Ponts. Volum 1*. Departament de Resistència de Materials d'estructures a l'Enginyeria. Enginyeria de Camins, Canals y Ports. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. España.

Aparicio, A.; Casas, J. R. (2008). *Ponts. Volum 2*. Departament de Resistència de Materials d'estructures a l'Enginyeria. Enginyeria de Camins, Canals y Ports. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. España.

Astiz, M.; Manterola, J.; Tarquis, F.; Muñoz-Rojas, J.; Santos, A.; Blanco, L.; Fernández, S. (2010). *El puente atirantado sobre el río Suir en Waterford*. Hormigón y Acero. España.

Ávila, F. (2003). *La fatiga en las barras de acero corrugado para refuerzo de hormigón*. T.F.C. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Barcelona.

Bannister, J. L. (1978). *Fatigue and corrosion for tor bar reinforcement*. The Structural Engineering, Vol.56, N°3.

Bathias, C. ; Pineau, A. (2010). *Fatigue of materials and structures. Fundamentals*. ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc. London, UK.

Bennet, E. W. (1982). *Fatigue tests of spliced reinforcement in concrete beams*. ACI Publication SP-75.

British Standards (1997). *BS 4449: 1997. Specification for carbon steel bars for the reinforcement of concrete*. BS 1997.

Brooms, B. (1963). *Mechanism of tension cracking in reinforced concrete members-Phase II*. Report N° 311. School of Civil Engineering, Cornell University; Ithaca.

Brooms, B. (1965). *Stress Distribution in Reinforced Concrete Members with Tension Cracks*. ACI Journal. Proceedings Vol.62, N°10.

Brooms, B. (1965). *Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members*. ACI Journal. Proceedings Vol.62, N°10.

Brooms, B.; Raab, A. (1961). *The fundamental concepts of the cracking phenomenon in reinforced concrete beams*. Report N° 310. School of Civil Engineering, Cornell University. Ithaca.

Cairns, J. (1995). *Strength in shear of concrete beams with exposed reinforcement*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures & Buildings, Vol.110, N°2.

Calderón, E. (2008). *Estudio experimental de la fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

CEB (1988). *Bulletin d'Information N°188: Fatigue of concrete structures*. Comité Euro-International du Béton.

CEB-FIP (1990). *Código modelo para hormigón estructural. Recomendaciones y Manuales Técnicos. Estructuras y Edificación (E-4)*.

CEB-FIP (2010). *Model Code 2010*. First complete Draft. International Federation for Structural Concrete (fib), Vol.1 and 2.

Davies, M.; Austin, M. (1987). *The fatigue performance of reinforced concrete beams*. TRRL Contractor Report CR53. Transport and Road Research Laboratory. Department of Transport. Crowthorne.

DIN 1045 (1988). *Beton und Stahlbrton, Bemessung und Ausführung*. Berlin.

DIN 1045 (1972). *Construcción de Hormigón y Hormigón Armado. Cálculo y ejecución*. Editorial Balzola; Bilbao.

Duga, J. J.; et al (1983). *The Economic Effects of Fracture in the United States, Part 2-A Report to NBS*. Batelle Columbus Laboratories.

EHE (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento; Madrid.

Fernández, L. (1999). *Tierra sobre el agua. Visión histórica universal de los puentes*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

Gopalaratnam, V. S.; Shah, S. P. (1985). *Softening response of plain concrete in direct tension*. ACI Journal, Vol.82, N°3.

Graf, O.; Brenner, E. (1936). *Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Beton gegen oftmals wiederholte Belastung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, N°83.

Holmen, J. O. (1979). *Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading*. Division of Concrete Structures Bulletin, Vol.79-1, Division of Structures NTH; Trondheim.

Holmen, J. O. (1982). *Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading*. ACI Committee 215, Fatigue of Concrete.

Hsu, T. T. C. (1981). *Fatigue of Plain Concrete*. ACI Journal, Vol.78, N°4.

Hsu, T. T. C.; Su, E. C. M. (1988). *Biaxial Compression Fatigue and Discontinuity of Concrete*. ACI Journal, Vol.85, N°3.

Jiménez, P. (2000). *Hormigón Armado. 14ª Edición basada en la EHE*. Editorial Gustavo Gili. Barcelona.

Karsan, I. D.; Jirsa, J. O. (1969). *Behaviour of Concrete Under Compressive Loads*. Journal of the Structural Division, Vol.95, ASCE.

Klausen, D. (1978). *Strength and damage of concrete by frequently repeated stress*. PhD Tesis, University of Technology Darmstadt. Darmstadt.

- Leonhardt, F.; Möning, E. (1985). *Estructuras de Hormigón Armado. Bases para el dimensionamiento de estructuras de Hormigón Armado. Tomo I*. Editorial El Ateneo. Buenos Aires.
- Leonhardt, F.; Möning, E. (1985). *Estructuras de Hormigón Armado. Bases para el armado de estructuras de Hormigón Armado. Tomo III*. Editorial El Ateneo. Buenos Aires.
- Manterola, J. (2006). *Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Tomo I*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. España.
- Manterola, J. (2006) *Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Tomo II*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. España.
- McCall, J. T. (1958). *Probability of fatigue failure of plain concrete*. ACI, Vol.55.
- Molina, M. (2005). *Comportamiento de estructuras de Hormigón Armado con una deficiente transferencia de tensiones Hormigón-Acero. Análisis experimental y Propuesta de un modelo de evaluación estructural*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Departamento de estructuras de Edificación. Madrid.
- Moss, D. S. (1980). *Axial fatigue of high-yield reinforcing bars in the air*. TRRL Report, Vol. SR 622. Transport and Road Research Laboratory. Department of Transport Crowthorne. U.K.
- Moss, D. S. (1982). *Bending fatigue of high-yield reinforcing bars in the air*. TRRL Report, Vol. SR 748. Transport and Road Research Laboratory. Department of Transport Crowthorne. U.K.
- Nobuaki, A; Hiroshi, S; Masahiro, N. (2006). *Experimental Study and Actual Structure Designing of Loop Joint used for segmented Precast Concrete Bridge Pier and Caisson*. Technical Memorandum of Public Works Research Institute (2006), vol. 4009.
- Nürnberg, U. (1982). *Fatigue resistance of reinforcing steel*. IABSE Colloquium. Fatigue of Steel and Concrete Structures. IABSE Report, Vol.37. Laussane.
- Perdikaris, P. C.; Beim, S. R.; Bousias, S. N. (1989). *Slab Continuity Effect on Ultimate and Fatigue Strength of Reinforced Concrete Bridge Deck Models*. ACI Structural Journal N° 86.
- Pozzi, O. J. (1980). *Manual de Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado. Aplicaciones de la Norma DIN 1045*. Instituto del Cemento Portland Argentino; Buenos Aires.
- Raithby, K. D. (1979). *Behaviour of concrete under fatigue loading. Developments in Concrete Technology – I*. Ed. F.D. Lydon, Applied Science Publishers Ltd.
- Reinhardt, H. W.; Cornelissen, H. A. W.; Hordijk, D. A. (1986). *Tensile tests and failure analysis of concrete*. Submitted for publishing in Journal of the ASCE.
- Rteil, A.; Soudki, K.; Topper, T. (2011). *Mechanism of bond under repeated loading*. Construction and Building Materials 25.
- Ryu, H. K.; Kim, Y. J.; Chang, S. P. (2006). *Experimental study on static and fatigue strength of loop joints*. Engineering Structures 29.
- Sinha, B. B., Gerstle, K. H.; Tulin, L. G. (1964). *Stress-strain relations for concrete under cyclic loading*. ACI Journal.
- Somenson, H. M. (2005). *Estudio y proyecto de puentes de hormigón armado*. Universidad Católica de la Plata. Argentina.

- Tepfers, R. (1973). *A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars*. Chalmers University of Technology. Division of Concrete Structures. Göteborg.
- Tepfers, R.; Kutti, T. (1979). *Fatigue strength of plain, ordinary and lightweight concrete*. ACI Journal.
- Tilly, G. P. (1979). *Fatigue of steel reinforcement bars in concrete: a review*. Vol. 2. Fatigue of Engineering Materials. U.K.
- Tilly, G. P.; Moss, D. S. (1982). *Long endurance fatigue of steel reinforcement*. IABSE Report, Vol. 30; Laussane.
- Tilly, G. P. (1988). *Durability of concrete bridges*. Journal of the Institute of Highways and Transportation. U.K.
- Van Leeuwen, J.; Siemes, A. J. M. (1979). *Miner's rule with respect to plain concrete*. Heron, Vol.24, N° 1.
- Villalba, S. (2008). *Diseño, verificación experimental y desarrollo de uniones mediante lazos de armaduras en viaductos de hormigón de sección transversal en cajón. Optimización del proceso constructivo*. Propuesta de Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería de la Construcción; Barcelona.
- Villalba, S. (2010). *Diseño y validación experimental de uniones mediante superposición con lazos de armaduras en viaductos de hormigón de sección transversal evolutiva. Optimización del proceso constructivo*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería de la Construcción; Barcelona.
- Weibull, W. (1961). *Fatigue Testing and Analysis of Results*. Advisory Group For Aeronautical Research and Development North Atlantic Treaty Organization.
- Weigler, H.; Klausen, D. (1979). *Fatigue behaviour of concrete – Effect of loading in the fatigue strength range*. Betonwerk+Fertigteiltechnik 4.
- Zanuy, C. (2008). *Análisis seccional de elementos de hormigón armado sometidos a fatiga, incluyendo secciones entre fisuras*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

ANEJO N° I:
CÁLCULO DE LARGOS DE ANCLAJE Y
EMPALME

En este anejo se establecen los cálculos de largos de anclaje y empalme recomendados por las normativas [EHE (2008)], [ACI 318 (2005)] y [DIN 1045 (1972, 1988)], para una armadura de acero de calidad B-500S, diámetro 20 [mm] y un hormigón del tipo H-35.

Se calculan estos largos para cada una de las normativas de forma aislada.

I.1. NORMATIVA EHE

I.1.1. Cálculo longitud de anclaje

Considerando una armadura de tipo I, se tiene que la longitud básica de anclaje está dada por la ecuación 2.2.

De la Tabla 2. 2 es posible extraer a partir de las propiedades del hormigón que: $m = 1,2$

La armadura en estudio es de tipo B 500 S y tiene un diámetro de 20 mm.

Reemplazando se tiene que:

$$l_b = 480 \geq 500$$

Así:

$$l_b = 500 \text{ mm}$$

La longitud neta de anclaje está definida por la ecuación 2.5.

a) Si se asume un anclaje por prolongación recta se tiene que: $\beta = 1,0$ (Tabla 2. 3)

Considerando además que: $\frac{A_s}{A_{s,real}} = 1,0$

Se tiene entonces que:

$$l_{b \text{ neta}} \approx 500 \text{ mm}$$

Por restricción se sabe que la longitud neta de anclaje no puede ser inferior al mayor de los siguientes tres valores:

- $10\phi = 200 \text{ mm}$
- 150 mm
- Para barras traccionadas: $l_b/3 = 166,67 \text{ mm}$

Es fácil apreciar que se cumple esta restricción.

Además se impone una exigencia en el caso de poder existir efectos dinámicos (aumentar en 10ϕ). Como en este estudio se realizan ensayos de este tipo se tendrá en cuenta este aspecto para determinar la longitud neta de anclaje. Con esto se tiene:

$$l_{b \text{ neta dinámico}} \approx 500 \text{ mm} + 200 \text{ mm} = 700 \text{ mm}$$

b) Si se asume un anclaje por patilla, gancho o gancho en U se tiene que: $\beta = 0,7$ (Tabla 2.3)

$$l_{b \text{ neta}} \approx 350 \text{ mm}$$

También se cumple la restricción.

Así:

$$l_{b \text{ neta dinámico}} \approx 350 \text{ mm} + 200 \text{ mm} = 550 \text{ mm}$$

1.1.2. Cálculo longitud de empalme

a) Para prolongación recta:

El empalme por solapo entrega una longitud de requisito dada por la ecuación 2.6.

En este caso se tiene que: $a = 200 \text{ mm} \leq 10\phi$, con lo que de la Tabla 2. 4 se extrae que:
 $\alpha = 2,0$ (separación entre barras)

De esta manera:

$$l_s = 2,0 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}^{(37)}$$

b) Para patilla, gancho o gancho en U:

$$l_s = 2,0 \cdot 550 = 1100 \text{ mm}^{(37)}$$

1.2. NORMATIVA ACI 318-05

1.2.1. Cálculo longitud de anclaje

Para el caso de ganchos, verifiquemos que se trata de un gancho estándar. Para ello se impone como requisito que: doblez de armadura en 180° más una extensión de $4d_b$, pero no menor de 60 [mm] en el extremo libre de la barra.

En nuestro caso se tiene que:

$$4d_b = 4 \cdot 20 \text{ [mm]} = 80 \text{ [mm]} \geq 60 \text{ [mm]}$$

a) Si se asume un anclaje por prolongación recta se tiene que:

La longitud de desarrollo de anclaje para barras sometidas a tracción está dada por las ecuaciones mostradas en la Tabla 2. 6.

De acuerdo a especificaciones de normativa ACI no se emplean barras del $\phi 20$, por lo que para poder estimar la longitud de desarrollo asociada a dicho diámetro se determinará la longitud para las armaduras $\phi 19$ y $\phi 22$ y se asumirá como longitud un ponderado de ellas.

Por las condiciones explicitadas en la Tabla 2. 6 se considerará el CASO 2 = otros casos.

$\phi 19$: Se tiene de la Tabla 2. 6 que:

$$l_d = \left(\frac{18 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_s \cdot \lambda}{25 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \quad \text{I. 1}$$

Donde:

$$f_y = 500 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\psi_t = 1,0$$

$$\psi_s = 1,0$$

$$\lambda = 1,0$$

$$f'_c = 35 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$d_b = 19 \text{ [mm]}$$

⁽³⁷⁾ Se considera la longitud neta de anclaje correspondiente con efectos dinámicos.

Reemplazando en 1.1:

$$l_d = 1156,17 \text{ mm}$$

Ø22 : Asumiendo el CASO 2, se tiene que:

$$l_d = \left(\frac{9 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_s \cdot \lambda}{10 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \quad \text{I.2}$$

Donde:

$$d_b = 22 \text{ [mm]}$$

Reemplazando en 1.2:

$$l_d = 1673,41 \text{ mm}$$

Por lo que para nuestra barra de diámetro 20 mm se tendría que:

$$\text{CASO 2:} \quad l_d = 1156,17 \text{ mm} \cdot \frac{2}{3} + 1673,41 \text{ mm} \cdot \frac{1}{3}$$

$$l_d = 1328,59 \text{ mm}$$

b) Si se asume un gancho estándar:

Se utiliza la ecuación 2.12.

Donde:

- Para refuerzo con recubrimiento epóxico: $\psi_e = 1,2$. En otros casos: $\psi_e = 1,0$.
- Para concreto con agregados livianos: $\lambda = 1,3$. En otros casos: $\lambda = 1,0$.

Es importante conocer que l_{dh} no puede ser menor que $8d_b$ y 150 mm.

Reemplazando en la ecuación 2.12 se obtiene que:

$$l_{dh} = 405,67 \text{ mm}$$

Veamos si se cumplen los requisitos:

- $l_{dh} \geq 8d_b = 8 \cdot 20 = 160 \text{ mm}$
- $l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$

1.2.2. Cálculo longitud de empalme

Utilizaremos los valores otorgados para barras corrugadas sometidas a tracción.

La longitud mínima del empalme por traslapo en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapo Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

- Empalme por traslapo Clase A: $1,0 \cdot l_d$
- Empalme por traslapo Clase B: $1,3 \cdot l_d$

Los empalmes por traslapo de alambres y barras corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmes por traslapo Clase B.

a) Prolongación recta:

$$l_d' = 1,3 \cdot l_d$$

Reemplazando CASO 2:

$$l_d' = 1727,17 \text{ mm}$$

b) *Gancho estándar:*

$$l_d' = 527,49 \text{ mm}$$

En todos los casos se cumple con la restricción que dice que: $l_d \geq 300 \text{ mm}$

I.3. NORMATIVA DIN 1045

I.3.1. Cálculo longitud de anclaje

La longitud básica de anclaje está dada por la ecuación 2.16.

De las propiedades del acero se sabe que: $\beta_s = 500 \text{ N/mm}^2$

El diámetro de la armadura es: $\emptyset = 20 \text{ mm}$

De la Tabla 2. 8 se tiene que: $\tau_{1 \text{ adm}} = 2,2 \text{ N/mm}^2$

Reemplazando en 2.16 se tiene que:

$$a_0 = 649,35 \text{ mm}$$

Ahora es posible determinar la longitud reducida de anclaje, la cual se determina mediante la ecuación 2.17.

a) *Si se asume un anclaje por prolongación recta se tiene que: $f = 1,0$ (Figura 2. 26)*

Asumiendo que la armadura dispuesta será la misma que la necesaria se tiene que:

$$A_{s_{nec}} / A_{s_{exis}} = 1,0$$

Aplicando la ecuación 2.17 se tiene que:

$$a = 649,35 \text{ mm}$$

Es necesario verificar que se cumple con los requisitos:

- $a \geq 1/3 \cdot f \cdot a_0 = 1/3 \cdot 1,0 \cdot 649,35 \rightarrow a \geq 216,45 \text{ mm}$
- $a \geq 10\emptyset = 10 \cdot 20 \rightarrow a \geq 200 \text{ mm}$

b) *Si se asume gancho, gancho en ángulo, lazos o prolongación recta con una barra transversal soldada: $f = 0,7$ (Figura 2. 26)*

Aplicando 2.7 la longitud es: $a = 454,55 \text{ mm}$

Es necesario verificar que se cumple con los requisitos:

- $a \geq 1/3 \cdot f \cdot a_0 = 1/3 \cdot 0,7 \cdot 649,35 \rightarrow a \geq 151,52 \text{ mm}$
- $a \geq d_b/2 + \emptyset = 140/2 + 20 \rightarrow a \geq 90 \text{ mm}$

c) *Si se asume gancho, gancho en ángulo, lazos con al menos una barra transversal soldada o prolongación recta con más de una barra transversal soldada: $f = 0,5$ (Figura 2. 26)*

Aplicando 2.17 se tiene que la longitud es: $a = 324,68 \text{ mm}$

Es necesario verificar que se cumple con los requisitos:

- $a \geq 1/3 \cdot f \cdot a_0 = 1/3 \cdot 0,5 \cdot 649,35 \rightarrow a \geq 108,23 \text{ mm}$
- $a \geq d_b/2 + \emptyset = 140/2 + 20 \rightarrow a \geq 90 \text{ mm}$

1.3.2. Cálculo longitud de empalme

a) Prolongación recta:

La longitud de anclaje está dada por la ecuación 2.21.

Donde el valor k se extrae de la Tabla 2.10. Ingresando en ella con cada uno de los valores correspondientes a nuestra loseta se tiene que: $k = 2,20$

Reemplazando se obtiene que: $l_{\bar{u}} = 1428,57 \text{ mm}$

Veamos si se cumplen los requisitos:

- $l_{\bar{u}} \geq 1/3 \cdot k \cdot f \cdot a_0 = 1/3 \cdot 2,20 \cdot 1,0 \cdot 649,35 \rightarrow l_{\bar{u}} \geq 476,19 \text{ mm}$
- $l_{\bar{u}} \geq 20 \text{ cm}$
- $l_{\bar{u}} \geq 15\phi = 15 \cdot 20 \rightarrow l_{\bar{u}} \geq 300 \text{ mm}$

b) Gancho, gancho en ángulo, lazos o prolongación recta con una barra transversal soldada:

Mediante 2.21 se tiene que: $l_{\bar{u}} = 1000,01 \text{ mm}$

Veamos si se cumplen los requisitos:

- $l_{\bar{u}} \geq 1/3 \cdot k \cdot f \cdot a_0 = 1/3 \cdot 2,20 \cdot 0,7 \cdot 649,35 \rightarrow l_{\bar{u}} \geq 333,33 \text{ mm}$
- $l_{\bar{u}} \geq 20 \text{ cm}$
- Para prolongación recta: $l_{\bar{u}} \geq 15\phi = 15 \cdot 20 \rightarrow l_{\bar{u}} \geq 300 \text{ mm}$
- Para ganchos o gancho en ángulo: $l_{\bar{u}} \geq 1,5d_b = 1,5 \cdot 7 \cdot 20 \rightarrow l_{\bar{u}} \geq 210 \text{ mm}$

c) Gancho, gancho en ángulo, lazos con al menos una barra transversal soldada o prolongación recta con más de una barra transversal soldada:

Utilizando 2.21 se obtiene que: $l_{\bar{u}} = 715 \text{ mm}$

Veamos si se cumplen los requisitos:

- $l_{\bar{u}} \geq 1/3 \cdot k \cdot f \cdot a_0 = 1/3 \cdot 2,20 \cdot 0,5 \cdot 649,35 \rightarrow l_{\bar{u}} \geq 238,10 \text{ mm}$
- $l_{\bar{u}} \geq 20 \text{ cm}$
- Para prolongación recta: $l_{\bar{u}} \geq 15\phi = 15 \cdot 20 \rightarrow l_{\bar{u}} \geq 300 \text{ mm}$
- Para ganchos o gancho en ángulo: $l_{\bar{u}} \geq 1,5d_b = 1,5 \cdot 7 \cdot 20 \rightarrow l_{\bar{u}} \geq 210 \text{ mm}$

De esta manera es posible visualizar que se cumplen cada una de las restricciones impuestas.

I.4. RESUMEN LARGOS EMPALME Y ANCLAJE

En base a los resultados obtenidos se confeccionan las siguientes tablas resúmenes.

Normativa	Tipos de anclaje			
	Prolongación recta [mm]		Patilla, gancho, gancho en U [mm]	
EHE	700		550	
ACI	CASO 2	1328,59	405,67	
DIN	649,35		454,55 ³	324,68
	454,55	324,68		

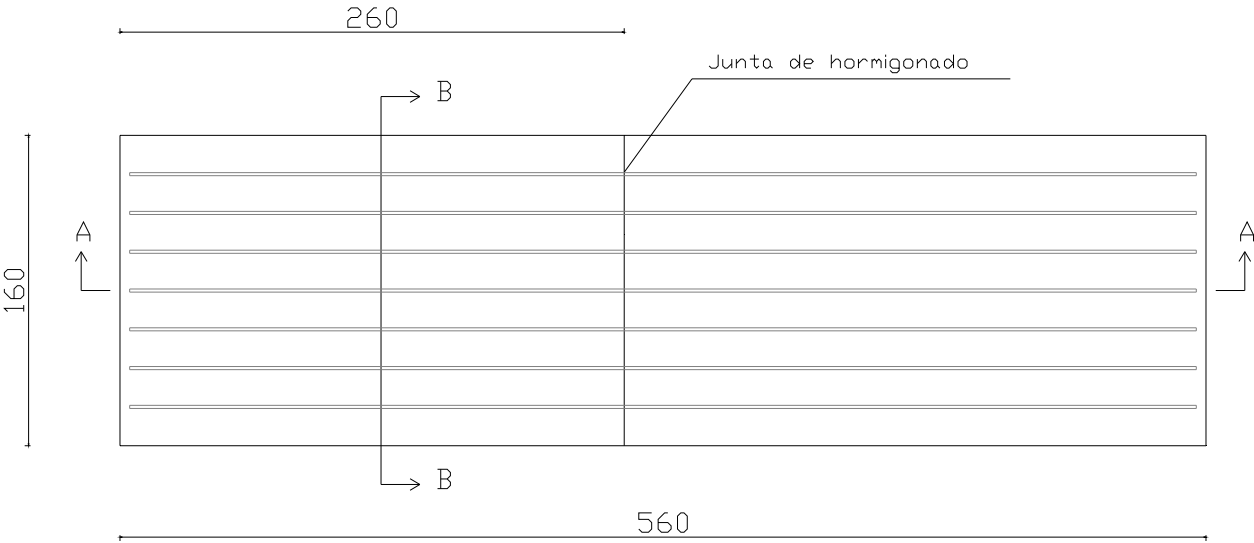
Tabla I. 1. Longitudes de anclaje para normativas en estudio.

Normativa	Tipos de empalme			
	Prolongación recta [mm]		Patilla, gancho, gancho en U [mm]	
EHE	1400		1100	
ACI	CASO 2	1727,17	527,49	
DIN	1428,57		1000,01	715,00
	1000,01	715,00		

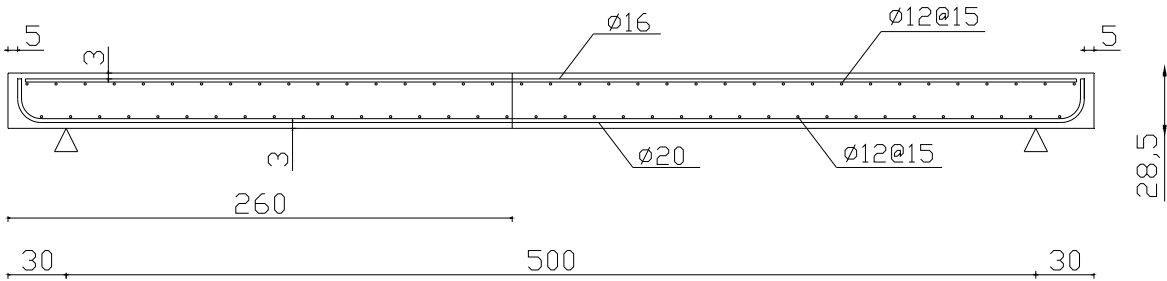
Tabla I. 2. Longitudes de empalme para normativas en estudio.

ANEJO N° II:
PLANOS DE CONFECCIÓN LOSETAS

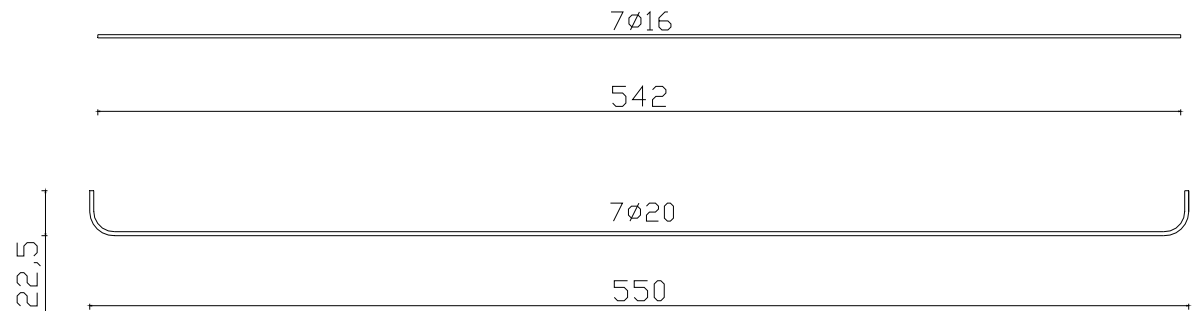
II.1. LOSETA REFERENCIA



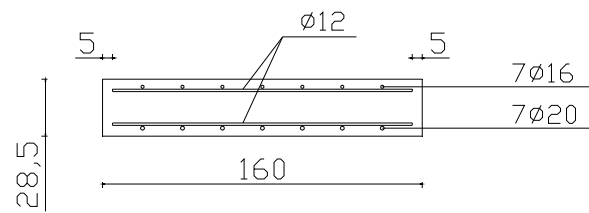
CORTE A-A



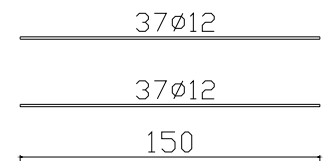
DESPIECE ARMADO LONGITUDINAL



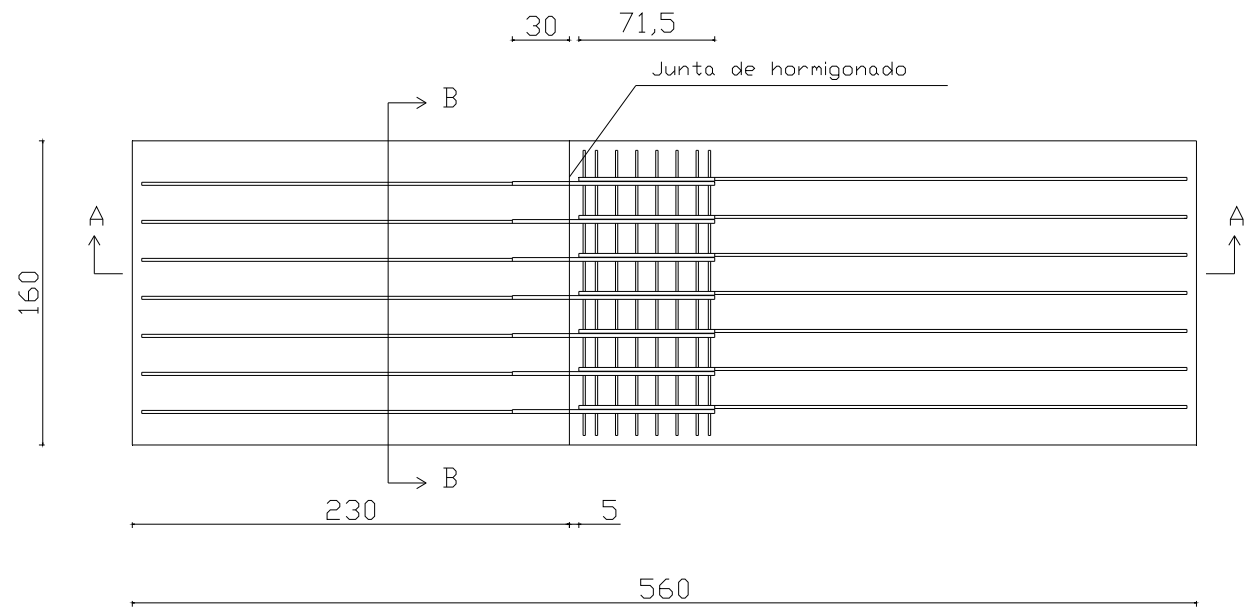
CORTE B-B



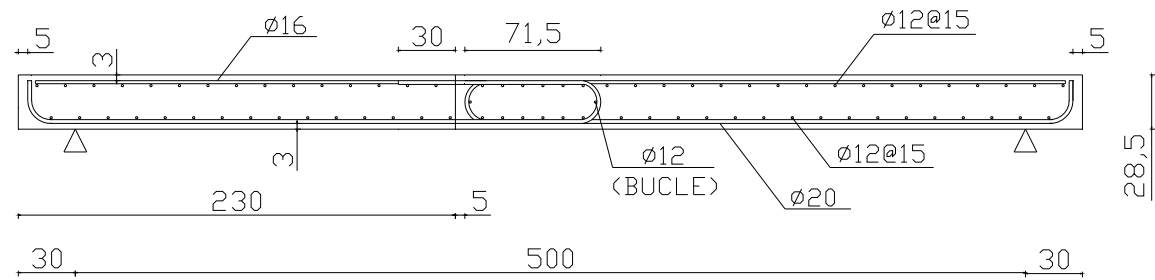
DESPIECE ARMADO TRANSVERSAL



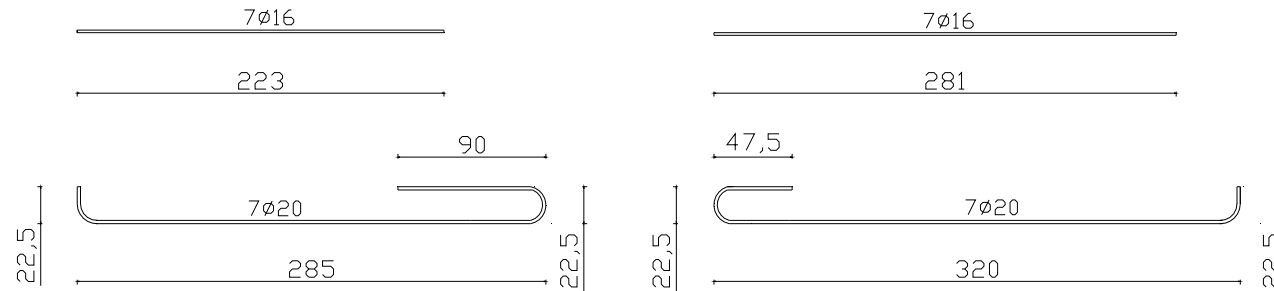
II.2. LOSETA DIN



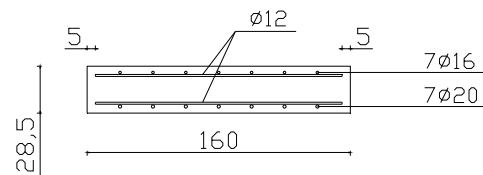
CORTE A-A



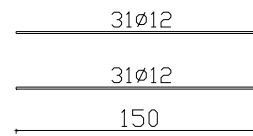
DESPIECE ARMADO LONGITUDINAL



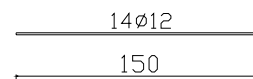
CORTE B-B



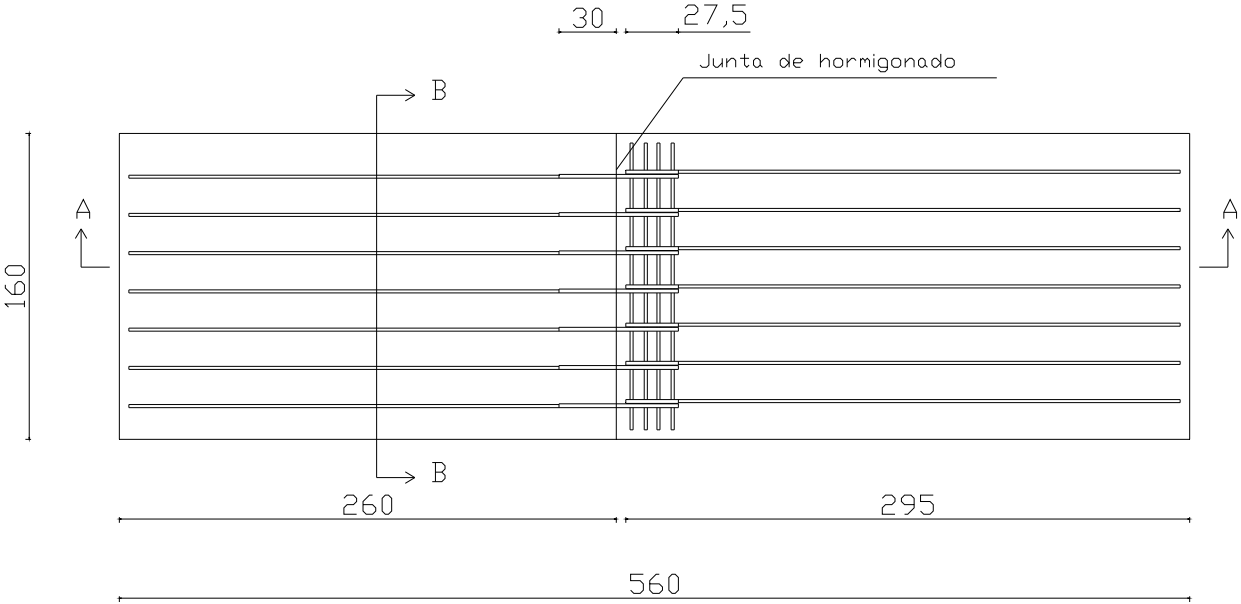
DESPIECE ARMADO TRANSVERSAL



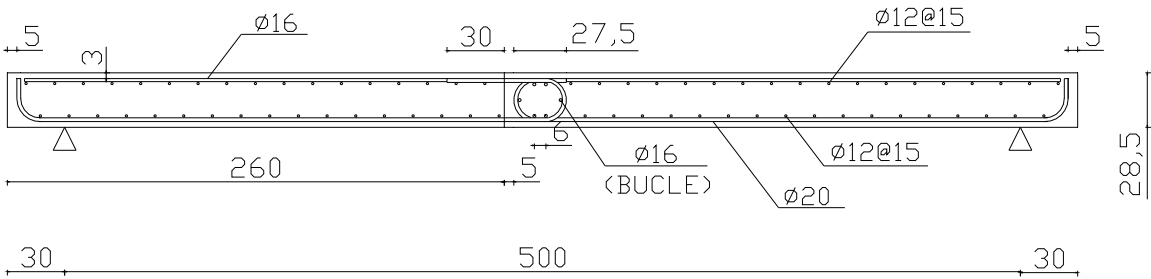
DESPIECE ARMADO TRANSVERSAL BUCLE



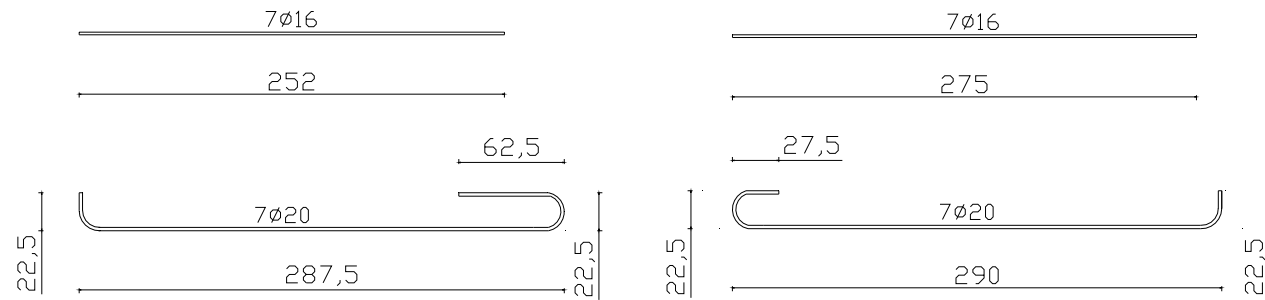
II.3. LOSETA EXPERIMENTAL



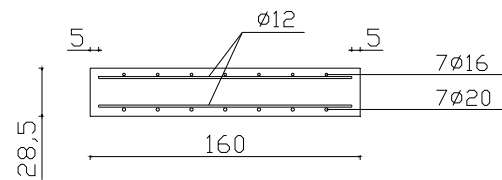
CORTE A-A



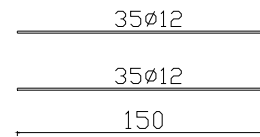
DESPIECE ARMADO LONGITUDINAL



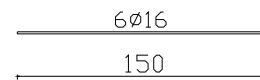
CORTE B-B



DESPIECE ARMADO TRANSVERSAL



DESPIECE ARMADO TRANSVERSAL BUCLE



ANEJO N° III:

COLOCACIÓN BANDAS EXTENSOMÉTRICAS

En este ANEJO se explicitan los pasos realizados en la colocación de las bandas extensométricas. A continuación se aprecian cada uno de ellos.

III.1. VERIFICACIÓN DE LA ARMADURA A INSTRUMENTAR

Ya sea en el caso de ferralla montada en planta o barras sueltas, se debe verificar que la armadura sea del diámetro correspondiente.

En el caso de las armaduras sueltas se debe revisar además el correcto montaje en planta una vez que hayan sido instrumentadas dichas barras.

III.2. APOYO DE LA ARMADURA

Es necesario realizar el correcto apoyo de la armadura, buscando que durante el proceso la armadura no deslice. De esta manera, la ferralla montada en planta es dispuesta sobre cuatro puntos de apoyo en una superficie adyacente a la zona de hormigonado, para trasladar la malla lo menos posible. Con esto se permite otorgar una holgura respecto a la superficie inferior y así tener más espacio para poder trabajar en el pegado de galgas.

En el caso de las barras sueltas éstas se poyan sobre una mesa del laboratorio, sujetándose a ella mediante el uso de sargentos, utilizándose uno para las barras transversales (más cortas) y dos para las longitudinales.

III.3. MARCADO DE LA ZONA A INSTRUMENTAR

La forma más común para identificar la localización precisa de la banda es mediante una línea de referencia perpendicular a la orientación de ella. Esto se realiza mediante un plumón permanente de color blanco, donde su ubicación estará definida por los planos de instrumentación de losetas. Como se desea experimentar el comportamiento de la armadura traccionada se decide colocar las galgas en la cara interior de la armadura respecto a la loseta.

Es importante recordar que las galgas miden la deformación longitudinal de las barras, por lo que la posición de ellas debe coincidir con el eje longitudinal de la armadura.

III.4. PREPARACIÓN DE LA ARMADURA PARA ADHESIÓN DE BANDAS

Buscando generar una adhesión satisfactoria de la banda, se debe ejecutar una preparación adecuada del material, existiendo para ello variadas formas; sin embargo, los procedimientos específicos y las técnicas aquí descritas ofrecen múltiples ventajas. Entre estas últimas se tiene que de realizarse adecuadamente (siguiendo las instrucciones), se obtiene una unión altamente resistente, que además es simple en su ejecución.

Por otra parte, los materiales a utilizar en este procedimiento se caracterizan por ser de baja toxicidad, por lo que no requieren sistemas de ventilación especial u otras medidas estrictas. Es importante destacar que de utilizarse materiales que contengan disolventes o que generen vapores, es más que necesaria una buena ventilación.

Es fundamental en la preparación de la superficie realizar una correcta limpieza y descontaminación. Todas aquellas superficies que no se limpien recientemente serán consideradas contaminadas, por lo que requerirán de una limpieza en el instante anterior a la adhesión de la banda. Así mismo, es imprescindible que los materiales utilizados en la limpieza estén limpios y descontaminados. Vale la pena mencionar que las bandas extensométricas vienen limpias químicamente, tratándose de forma especial en la cara inferior ya que se busca promover la adhesión. Basta tocar con los dedos dicha zona para perjudicar la calidad de la adhesión.

Para la correcta colocación de las bandas extensométricas se tienen los pasos descritos a continuación.

a) Principios generales de preparación de superficies para adhesión de bandas extensométricas

La finalidad de la preparación de la superficie es obtener una superficie químicamente limpia, con una rugosidad adecuada para los requerimientos de instalación de la banda. Se busca obtener una superficie con un pH neutro (entorno a 7) y líneas de disposición visibles para localizar y orientar la banda extensométrica.

Es importante evitar la recontaminación de una superficie que ya ha sido limpiada. Para ello hay que evitar incurrir en los siguientes hechos:

- Tocar la superficie limpia con los dedos
- Limpiar desde atrás hacia delante con una esponja de gasa, o empleando nuevamente una superficie ya utilizada de la gasa
- Arrastrar los contaminantes del área sucia a la superficie limpia
- Permitir una solución de limpieza que se evapore sobre la superficie
- Aceptar una superficie limpia en que han pasado más de unos minutos antes de proceder a la instalación de la banda, o permitir un área preparada parcialmente durante el proceso de limpieza

Es una buena práctica realizar la tarea de preparación de superficie con las manos recién lavadas y limpiarse de vez en cuando durante el proceso.

b) Raspado de la superficie general

La superficie es raspada para eliminar cualquier material adherido (escamas, herrumbre, revestimientos galvanizados, óxidos, etc) y para obtener una textura adecuada para la instalación de la banda. La operación de raspado se puede realizar de variadas formas, dependiendo de la condición inicial de la superficie y del acabado deseado para la colocación de la banda. En este caso se utiliza maquinaria del tipo radial.

Una vez eliminadas las corrugas se prosigue con un lijado de la zona mediante máquina de lijar con lija de carburo de silicio de grano 220 o 320 buscando remover cualquier escama, oclusión o rastros de óxido. Esta operación se realiza hasta obtener una superficie totalmente lisa y homogénea.

Al ser una superficie lisa además permitirá que su limpieza sea más fácil de ejecutar.

c) Limpieza de la superficie

Al obtener la superficie lisa se procede a la limpieza y eliminación de residuos en la zona de colocación de bandas. Buscando conseguir esto en primera instancia se desengrasa a fondo mediante aplicación de alcohol etílico y limpiando con gasas esterilizadas. Esta labor se debe realizar las veces necesarias hasta que garantizar una blancura absoluta en la gasa empleada. Respecto a este punto es importante tener presente que la gasa se debe pasar en un solo sentido y no repetir una pasada con un sector de gasa ya utilizado. Es vital tener presente que nunca se debe restregar de un lado para otro, ya que con esto se podría incurrir en un depósito de contaminantes en la superficie limpia.

Una vez que la gasa utilizada resulta completamente limpia una vez pasada por la armadura, se aplica un solvente en spray y se debe esperar a que este se seque sin soplar ni tocar con los dedos (ya que se incurriría en contaminaciones).

Siguiendo estos procedimientos la superficie se encontrará adecuadamente preparada para la instalación de bandas (debiendo realizarse lo antes posible).

III.5. ADHESIÓN DE BANDAS

Como primer paso se aconseja utilizar un tester para medir la resistencia de la galga a utilizar, verificando de esta manera que no está dañada (es mejor averiguarlo en el comienzo que una vez que se encuentra pegada la banda).

En la zona cercana a instrumentar se coloca huincha aisladora buscando proteger los cables de cualquier presión que se ejerza contra las barras de armadura. Luego utilizando celo se fija la ubicación de la galga en la barra a instrumentar.

A continuación se fija el inicio de los cables de la galga a la armadura mediante una brida, protegiendo y aislando la galga de cualquier tirantez durante el proceso de instrumentación, hormigonado o bien transporte de las losetas. Esto se puede apreciar en la Figura III.1.



Figura III.1. Sujeción de banda extensométrica.

En este momento es necesario preparar el adhesivo X60, bicomponente (A + B) formado por un compuesto en polvo acril-polimérico basado en metil-metacrilato con materia orgánica de extensión y un líquido monómero mixto basado en metil-acrílico-éster. La mezcla se efectúa en un pequeño recipiente plástico que viene con el producto, dosificándose la cantidad de polvo y líquido necesario para asegurar una consistencia que permita el pegado de la galga. Esta mezcla se revuelve con una pequeña varita de madera, también incluida en el producto, asegurándose de obtener una pasta homogénea.

Posteriormente se levanta el celo que en está adherida la banda y se aplica en la zona anteriormente tratada, mediante la varita de madera, una cantidad de mezcla que asegure el pegado completo de la galga (sin incurrir en excesos puesto que costará más que la mezcla seque), tal como se observa en la Figura III.2. Una vez aplicada la mezcla se coloca nuevamente el celo en la posición de pegado y se presiona lo suficientemente fuerte, retirando con la presión cualquier burbuja incluida en la mezcla y excesos de pegamento bajo la banda. Es necesario presionar durante un período de tiempo aproximado de 30 segundos, asegurándose que dicha presión se encuentre distribuida en toda la zona de ubicación de la galga.



Figura III.2. Aplicación X60.

Una vez endurecido el pegamento se retira con sumo cuidado el celo, evitando dañar la galga extensométrica. Se protege la zona de comienzo de cables con una huincha aisladora y se mide nuevamente la resistencia de la galga para verificar que ésta se encuentre en óptimo estado.

III.6. PROTECCIÓN DE BANDAS

Es necesario realizar la protección final de la galga extensométrica, ya sea de humedad (especialmente por el hormigón) y de cualquier golpe (ej: golpe de un árido durante el hormigonado). Buscando realizar esto se colocan dos bridas en torno a la ubicación de la galga, generando una superficie libre entre la galga y el tubo de PVC a utilizar, evitando el golpe que pudiese ocasionar el impacto del árido. A continuación se utiliza un tubo de PVC de diámetro adecuado y de una longitud que permita abarcar la zona comprendida entre las dos bridas. Para la colocación del tubo es necesario cortarlo longitudinalmente, una vez en las barras de menor diámetro y dos veces en las de diámetro mayor (puesto que de no hacerlo no cabía la barra dentro). Luego se sujeta este tubo mediante una brida. Este proceso en detalle se puede observar en las Figuras III.3 y III.4.



Figura III.3. Colocación de bridas para amortiguamiento de impacto de áridos.



Figura III.4. Protección de banda con tubo de PVC.

Finalmente, se aplica silicona neutra (que no daña la galga) en todo el contorno del tubo de PVC y en las zonas cortadas previamente, tal como se ve en la Figura III.5. Se mide una última la resistencia de la banda y se etiquetan los cables de acuerdo a los planos de instrumentación para su identificación una vez hormigonadas las losas. Ahora sólo se debe esperar que la silicona endurezca para proceder a hormigonar.



Figura III.5. Sellado de PVC para protección bandas extensométricas.

ANEJO N° IV:
HORMIGONADO DE LOSETAS

Previo al hormigonado de las losetas se colocan 8 eslingas (4 en cada extremo) que permitirán realizar el traslado de ellas una vez que se encuentre hormigonada, tal como se ve en la Figura IV.1.



Figura IV.1. Colocación eslingas en loseta LD.

Se monta el encofrado metálico una vez reparada cualquier irregularidad en la superficie a hormigonar y se colocan topes de hormigón para asegurar el recubrimiento inferior requerido. Este proceso se puede apreciar en la Figura IV.2.



Figura IV.2. Encofrado utilizado.

En este instante es colocada la ferralla en el encofrado metálico mediante el uso del pórtico de carga y las eslingas mencionadas con anterioridad (Figura IV.3).



Figura IV.3. Colocación ferralla LD en encofrado.

Se marca el encofrado la junta de hormigonado que corresponde en cada caso, colocándose a continuación el moldaje de madera para la materialización de esta junta. A continuación se procede a acomodar los cables de las galgas extensométricas para que no queden completamente embebidos en el hormigón, tal como se observa en la Figura IV.4.



Figura IV.4. Moldaje para junta de hormigonado loseta LE.

Se procede a realizar el hormigonado de una de las fases de la loseta, siendo dispuesto el hormigón mediante capacho. Para el vibrado se utiliza un vibrador de inmersión, teniendo extremo cuidado durante el proceso de vibrado para no dañar alguna de las galgas previamente colocadas en la armadura. Este procedimiento se visualiza en la Figura IV.5.



Figura IV.5. Proceso de hormigonado y vibrado.

Se realiza el acabado superficial de la loseta mediante regla y platacho, como se ve en la Figura IV.6.



Figura IV.6. Terminado el acabado superficial en losetas.

Una vez hormigonada la sección se cubre la loseta con un plástico especial, evitando la evaporación excesiva y protegiendo la sección de las inclemencias del tiempo.

Una vez transcurridas al menos 48 horas desde el hormigonado de una parte de la loseta se procede al hormigonado de la parte restante, siguiendo un procedimiento similar al recientemente mencionado.

En la Figura IV.7 se puede apreciar el aspecto de la loseta una vez transcurridas 48 horas desde el hormigonado y en la Figura IV.8 se puede ver la loseta completamente hormigonada.



Figura IV.7. Visualización junta loseta LE antes de realizar segunda fase de hormigonado.



Figura IV.8. Finalización proceso de hormigonado en loseta LD.

Una vez que ha fraguado el hormigón de las losetas se procede al desencofrado de ellas, acopiándolas en grupos de 4 losetas, con las correspondientes probetas curadas bajo condiciones reales de la loseta (Figura IV.9).



Figura IV.9. Acopio de losetas hormigonadas.

ANEJO N° V:

ENSAYOS CARACTERIZACIÓN ARMADURA

Se ensaya a tracción en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras Luís Agulló de la UPC una muestra de 9 barras, 3 de cada diámetro utilizado (12, 16 y 20 mm), mostrándose desde la Figura V.1 hasta la V.9 los resultados obtenidos.

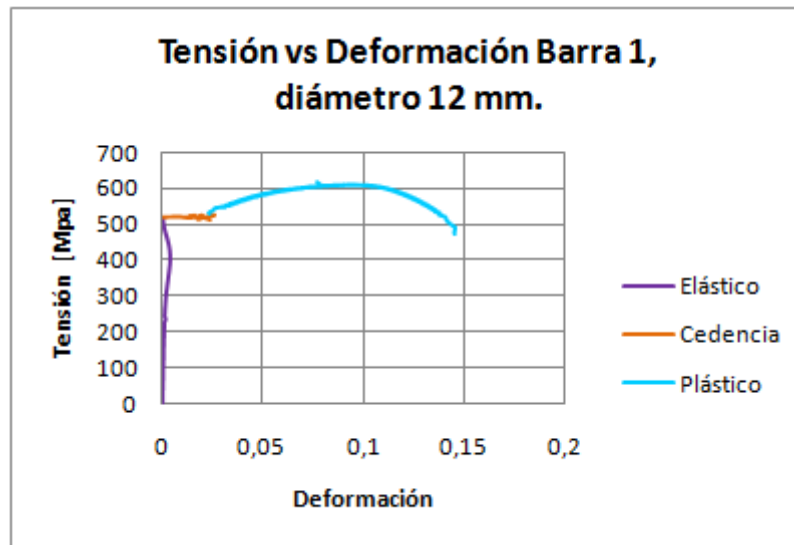


Figura V.1. Gráfica Tensión vs Deformación Barra 1 de diámetro 12 mm.

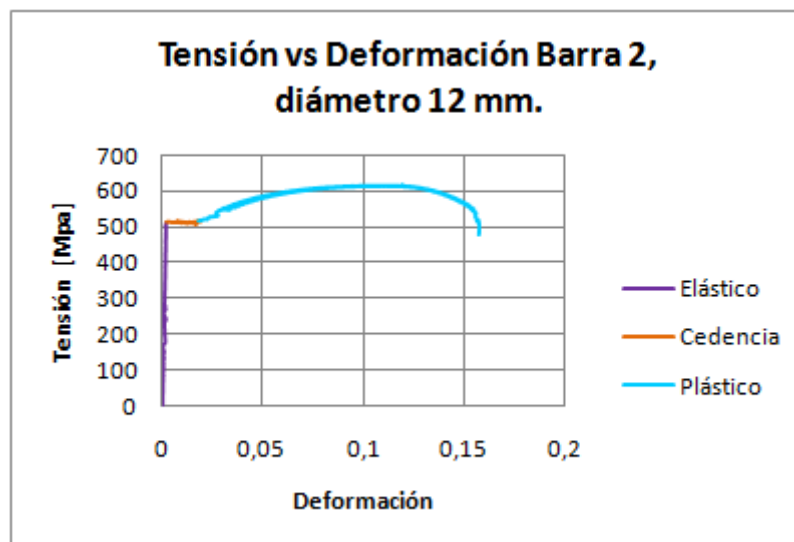


Figura V.2. Gráfica Tensión vs Deformación Barra 2 de diámetro 12 mm.

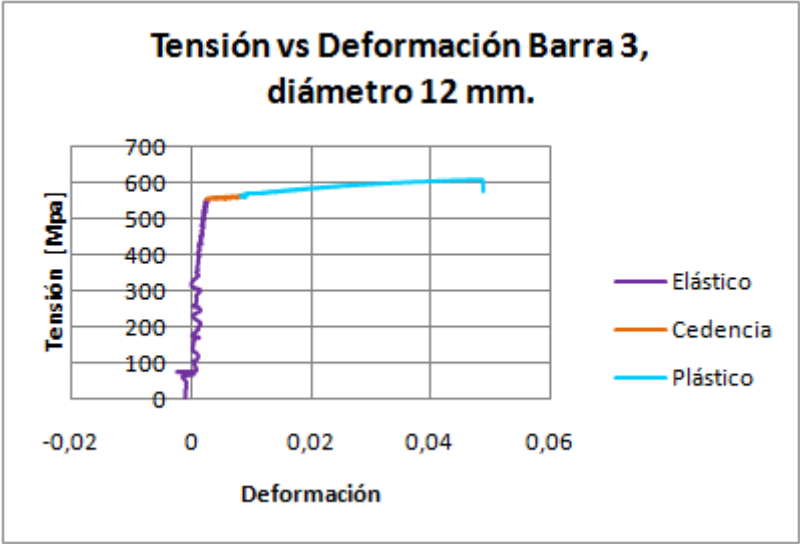


Figura V.3. Gráfica Tensión vs Deformación Barra 3 de diámetro 12 mm.

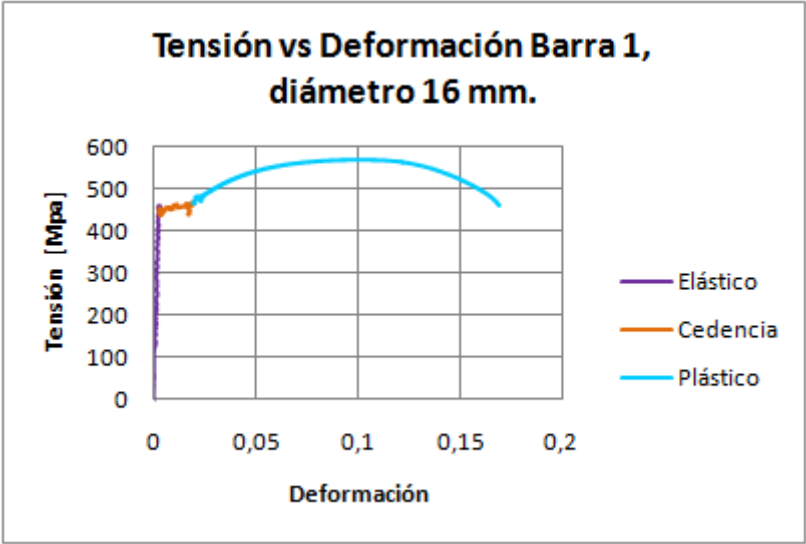


Figura V.4. Gráfica Tensión vs Deformación Barra 1 de diámetro 16 mm.

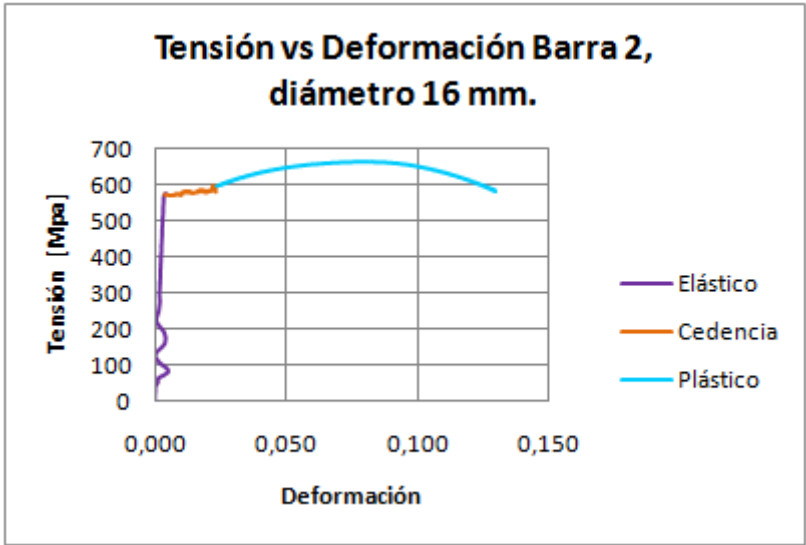


Figura V.5. Gráfica Tensión vs Deformación Barra 2 de diámetro 16 mm.

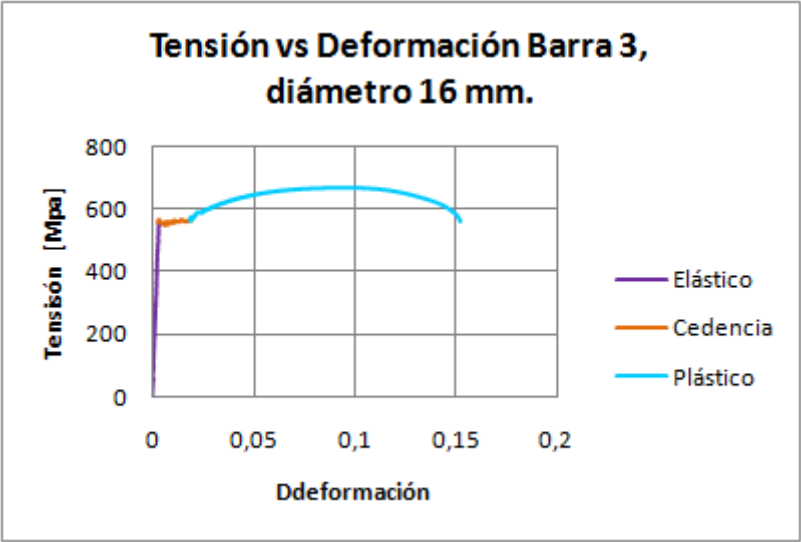


Figura V.6. Gráfica Tensión vs Deformación Barra 3 de diámetro 16 mm.

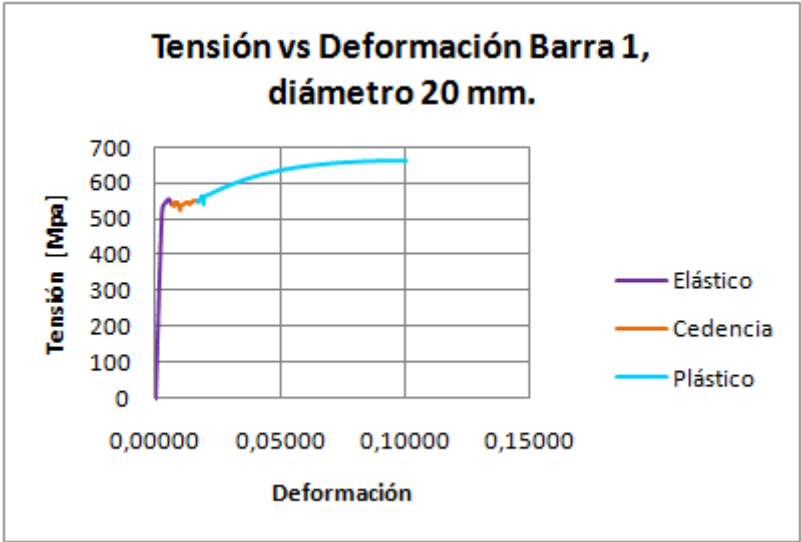


Figura V.7. Gráfica Tensión vs Deformación Barra 1 de diámetro 20 mm.



Figura V.8. Gráfica Tensión vs Deformación Barra 2 de diámetro 20 mm.

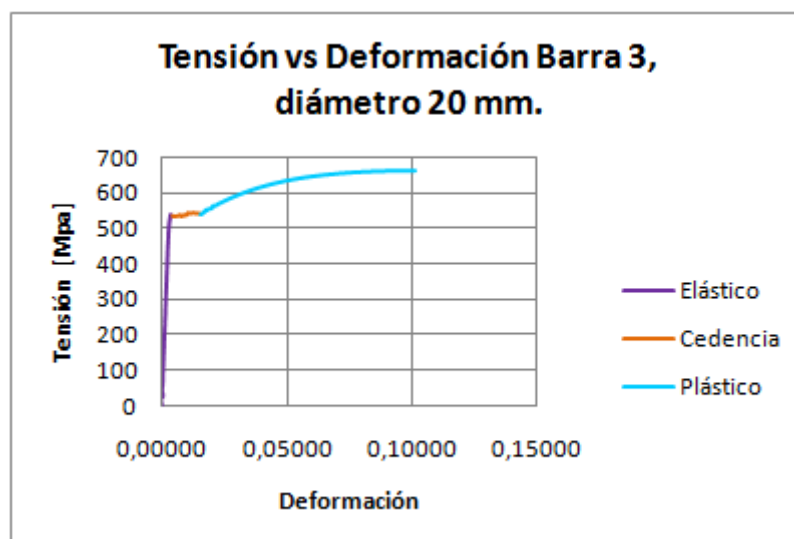


Figura V.9 Gráfica Tensión vs Deformación Barra 3 de diámetro 20 mm.

En base a estos resultados se obtienen los límites elásticos del material mostrado en la Tabla V.1.

Diámetro	12 [mm]			16 [mm]			20 [mm]		
	Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 1 ⁽³⁸⁾	Barra 2	Barra 3	Barra 1	Barra 2	Barra 3
f_{yk} [MPa]	520	554	513	442	572	555	539	540	540

Tabla V.1. Límites Elásticos obtenidos para cada una de las barras en los respectivos diámetros.

Es posible apreciar que existe una cierta variación en los valores obtenidos, por lo que para obtener un único valor representativo se utiliza el siguiente criterio.

Aunque se observa que existe variación entre los límites elásticos obtenidos, se aprecia que para las barras de 20 mm se tienen valores bastante similares, por lo que como medida base se considerará el promedio de estas tensiones. Es así como:

$$f_{y \text{ prom } 20} = 540 \text{ MPa}$$

Como existe cierta variación en torno a este valor, se considera un porcentaje de error del 10%, un 5% asociado a valores inferiores y otro 5% a valores superiores. Así se obtiene que:

$$f_{y \text{ sup}} = 567 \text{ MPa}$$

$$f_{y \text{ inf}} = 513 \text{ MPa}$$

De esta manera se considerará como límite elástico el valor promedio de las resultantes presentadas en la Tabla V.1 comprendidas entre $f_{y \text{ sup}}$ y $f_{y \text{ inf}}$, quedando eliminadas la barra 1 y la 2 de diámetro 16 por quedar fuera de rango.

Finalmente se obtiene que: $f_{yk} = 537 \text{ MPa}$

⁽³⁸⁾ Se considera este valor como no válido pues difiere considerablemente con las tensiones obtenidas en las otras dos barras.

ANEJO N° VI:

ENSAYOS CARACTERIZACIÓN HORMIGONES

Se ejecutan probetas representativas de las dos fases de hormigonado, teniendo presente que la primera fase de hormigonado se realiza en la zona donde se encuentra el empalme de armadura en las losetas LD y LE, y la segunda fase corresponde al hormigonado del resto de la sección.

En las probetas de la primera fase de hormigonado se realizan dos tipos de curado, uno bajo las condiciones de la normativa (probeta curada) y otra bajo condiciones reales de la loseta, buscando poder apreciar la incidencia de las condiciones de curado en la resistencia del material.

Las probetas son ensayadas a compresión en maquinaria IBERTEST del Laboratorio de Estructuras de la UPC, tal como se aprecia en la Figura VI.1.



Figura VI.1. IBERTEST para ensayo a compresión de probetas.

En base a los resultados obtenidos se confeccionan las siguientes figuras, donde se adopta la siguiente nomenclatura:

- 1 F.C.: Probeta de 1 Fase de hormigonado, Curada.
- 1 F.E.: Probeta de 1 Fase de hormigonado, Exterior.
- 2 F.C.: Probeta de 2 Fase de hormigonado, Curada.

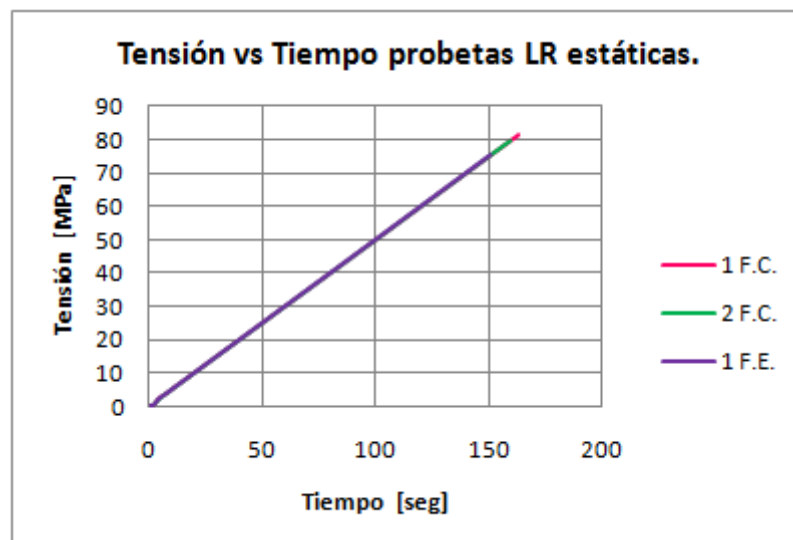


Figura VI.2. Gráfica Tensión vs Tiempo de probetas de hormigón para loseta LR estática.

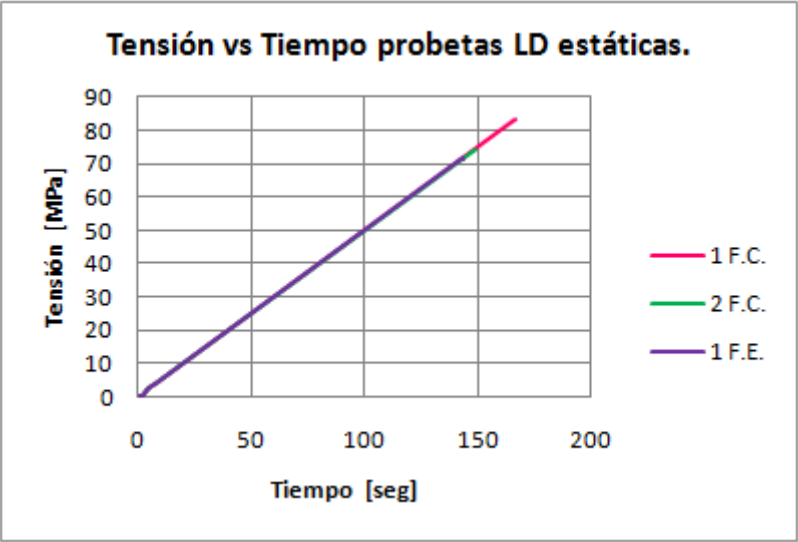


Figura VI.3. Gráfica Tensión vs Tiempo de probetas de hormigón para loseta LD estática.

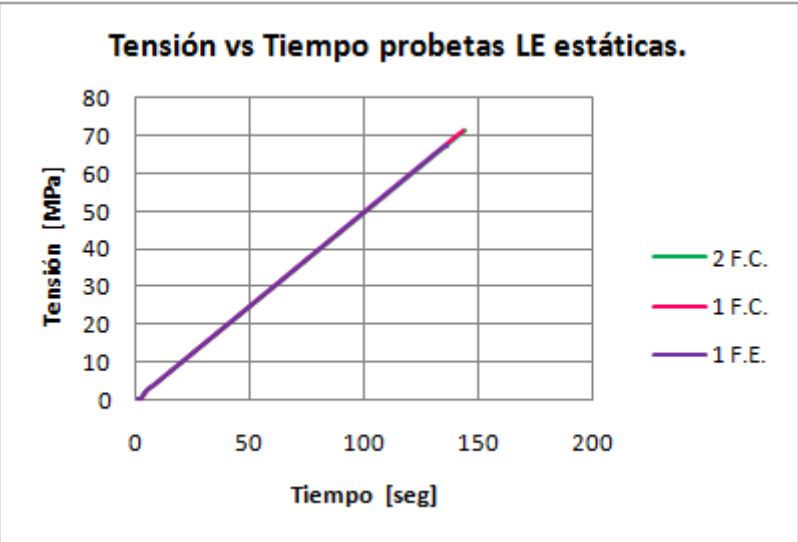


Figura VI.4. Gráfica Tensión vs Tiempo de probetas de hormigón para loseta LE estática.

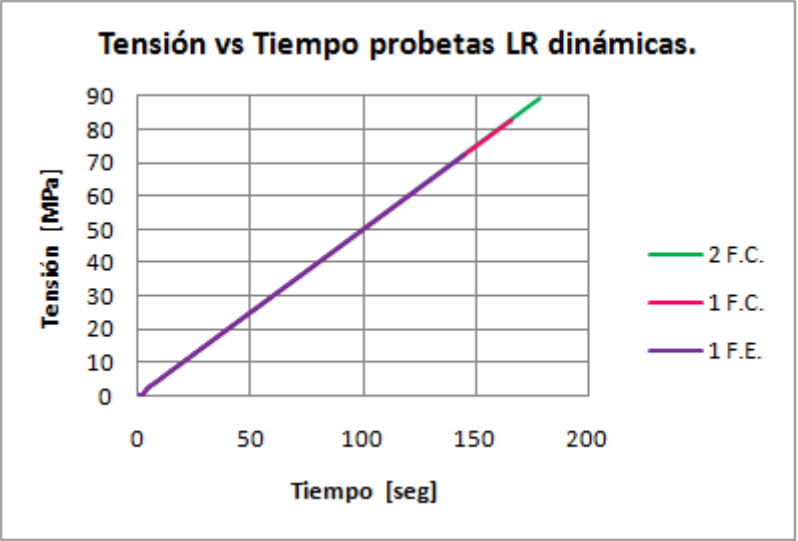


Figura VI.5. Gráfica Tensión vs Tiempo de probetas de hormigón para loseta LR dinámica.

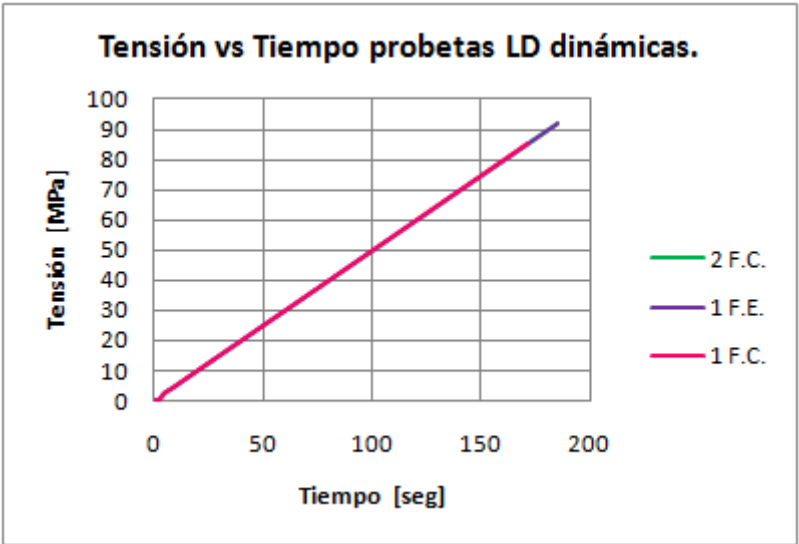


Figura VI.6. Gráfica Tensión vs Tiempo de probetas de hormigón para loseta LD dinámica.

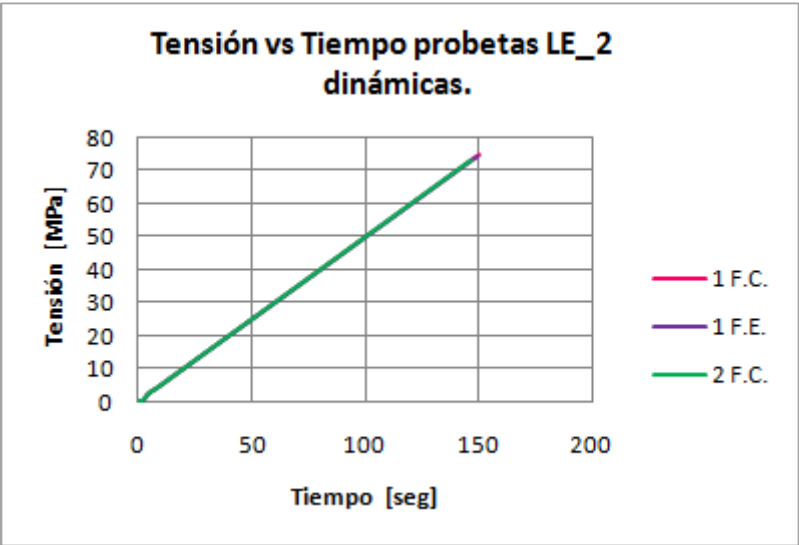


Figura VI.7. Gráfica Tensión vs Tiempo de probetas de hormigón para loseta LE_2 dinámica.

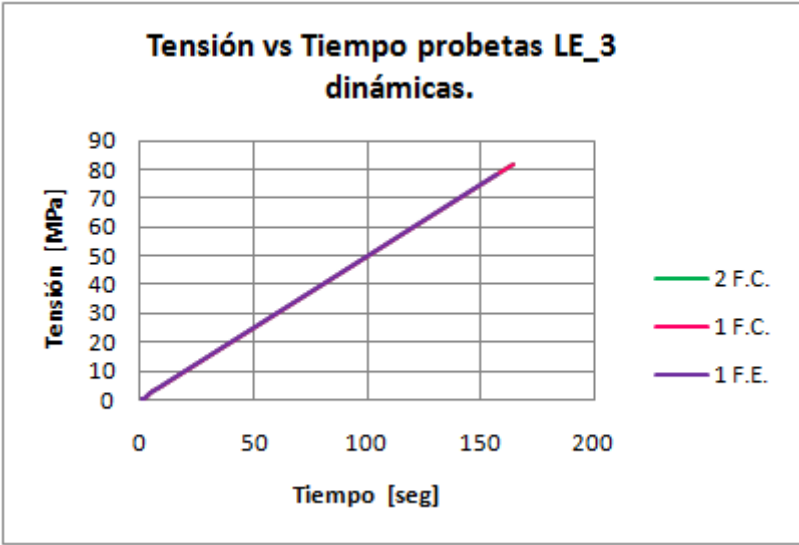


Figura VI.8. Gráfica Tensión vs Tiempo de probetas de hormigón para loseta LE_3 dinámica.

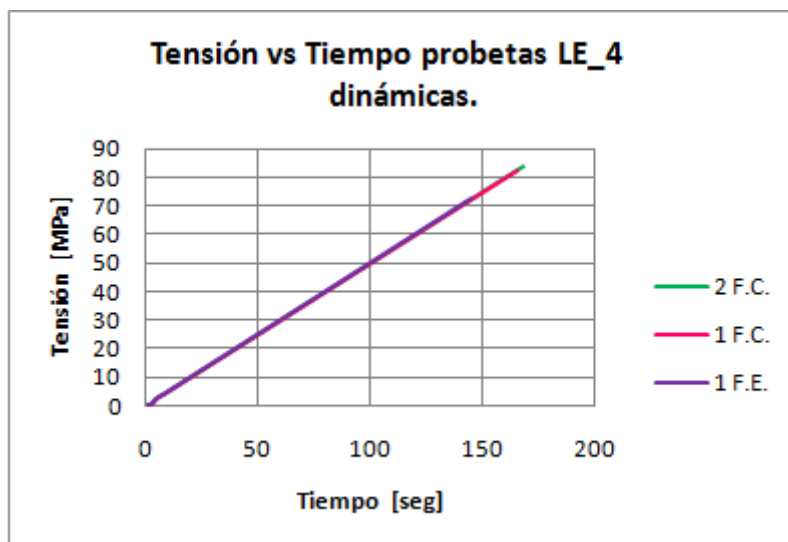


Figura VI.9. Gráfica Tensión vs Tiempo de probetas de hormigón para loseta LE_4 dinámica.

En base a estos resultados se obtienen las resistencias mostradas en las Tabla VI.1 y VI.2.

Tipo losa	Resistencia [MPa]			Resistencia promedio (f'_{ck}) [MPa]
	1ª fase hormigonado		2ª fase hormigonado	
	Curada por norma	Curada exterior	Curada por norma	
LR	81,75	75,22	79,63	78,87
LD	83,29	71,84	74,32	76,48
LE_1	71,45	67,81	71,73	70,33

Tabla VI.1. Resistencias probetas de Ensayos Estáticos.

Tipo losa	Resistencia [MPa]			Resistencia promedio (f'_{ck}) [MPa]
	1ª fase hormigonado		2ª fase hormigonado	
	Curada por norma	Curada exterior	Curada por norma	
LR	82,84	72,26	89,18	81,43
LD	85,64	72,67	92,26	83,52
LE_2	75,04	74,53	73,18	74,25
LE_3	81,71	78,14	81,97	80,61
LE_4	82,60	72,36	83,91	79,62

Tabla VI.2. Resistencias probetas de Ensayos Dinámicos.

Para proceder a todos los cálculos se utilizará la resistencia promedio.

ANEJO N° VII:
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS LOSETAS

VII.1. ECUACIONES BÁSICAS

De acuerdo a las gráficas apreciadas de las losetas se tiene que:

$$b = 1600 \text{ [mm]}$$

$$h = 285 \text{ mm}$$

Además:

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi_1}{2}$$

VII. 1

$$d' = \text{rec} + \frac{\phi_2}{2}$$

VII. 2

Mediante VII.1 y VII.2 se tiene que:

$$d = 245 \text{ mm}$$

$$d' = 38 \text{ mm}$$

a) *Cálculo Inercia bruta:*

La inercia bruta se define por:

$$I_{\text{bruta}} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

VII. 3

b) *Cálculo Inercia homogénea:*

La inercia homogénea se define por:

$$I_{\text{homogénea}} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot \left(y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + (n-1) \cdot A_{s1} \cdot (d - y_h)^2 + (n-1) \cdot A_{s2} \cdot (y_h - d')^2$$

VII. 4

Donde:

$$y_h = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (n-1) \cdot A_{s1} \cdot d + (n-1) \cdot A_{s2} \cdot d'}{b \cdot h + (n-1) \cdot A_{s1} + (n-1) \cdot A_{s2}}$$

VII. 5

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

VII. 6

c) *Cálculo Inercia fisurada:*

La inercia fisurada se define por la siguiente ecuación:

$$I_{\text{fisurada}} = n \cdot A_{s1} \cdot (d - x) \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_{s2} \cdot (x - d') \cdot \left(\frac{x}{3} - d'\right)$$

VII. 7

Donde:

$$x = n \cdot \rho_1 \cdot d \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right) \cdot \left\{ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2 \cdot d'}{\rho_1 \cdot d}\right)}{n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}} - 1 \right\}$$

VII. 8

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d}$$

VII. 9

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot d}$$

VII. 10

d) Cálculo Momento de fisuración:

El momento de fisuración está dado por la siguiente ecuación:

$$M_{fis} = w_b \cdot f_{ct,m,fl} \quad \text{VII. 11}$$

Donde:

$$w_b = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad \text{VII. 12}$$

$$f_{ct,m,fl} = \max\{(1,6 - h/1000) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m}\} \quad \text{VII. 13}$$

$$f_{ct,m} = 0,58 \cdot \sqrt{f'_{ck}} \quad \text{para } f'_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad \text{VII. 14}$$

VII.2. CÁLCULO INERCIA LOSETAS ESTÁTICAS

Primero se debe tener claro que:

$$A_{s1} = 7 \cdot \varnothing 20$$

$$A_{s2} = 7 \cdot \varnothing 16$$

VII.2.1. Loseta LR

a) Cálculo Inercia bruta:

Mediante la ecuación VII.3 se obtiene que:

$$I_{bruta} = 3086550000 \text{ mm}^4$$

b) Cálculo Inercia homogénea:

Utilizando la ecuación VII.6 se obtiene que:

$$n = 4,925$$

Con la ecuación VII.5 se obtiene que:

$$y_h = 143,154 \text{ mm}$$

Reemplazando en la ecuación VII.4:

$$I_{homogénea} = 3237343069 \text{ mm}^4$$

c) Cálculo Inercia fisurada:

Utilizando las ecuaciones VII.9 y VII.10 se obtiene:

$$\rho_1 = 0,00560999$$

$$\rho_2 = 0,00359039$$

Reemplazando en ecuación VII.8:

$$x = 50,2921 \text{ mm}$$

Así, mediante la ecuación VII.7 se tiene que:

$$I_{\text{fisurada}} = 479456111,1 \text{ mm}^4$$

d) *Cálculo Momento de fisuración:*

Con la ecuación VII.14 se obtiene:

$$f_{\text{ct,m}} = 5,1508 \text{ MPa}$$

Reemplazando en ecuación VII.13:

$$f_{\text{ct,m,fl}} = 6,7733 \text{ MPa}$$

Utilizando ecuación VII.12 se tiene:

$$w_b = 21660000 \text{ mm}^3$$

Finalmente, reemplazando en ecuación VII.11 se obtiene que:

$$M_{\text{fis}} = 146,71 \text{ kN} - \text{m}$$

VII.2.2. Loseta LD

a) *Cálculo Inercia bruta:*

Mediante la ecuación VII.3 se obtiene que:

$$I_{\text{bruta}} = 3086550000 \text{ mm}^4$$

b) *Cálculo Inercia homogénea:*

Utilizando la ecuación VII.6 se obtiene que:

$$n = 4,970$$

Con la ecuación VII.5 se obtiene que:

$$y_h = 143,161 \text{ mm}$$

Reemplazando en la ecuación VII.4:

$$I_{\text{homogénea}} = 3239103593 \text{ mm}^4$$

c) *Cálculo Inercia fisurada:*

Utilizando las ecuaciones VII.9 y VII.10 se obtiene:

$$\rho_1 = 0,00560999$$

$$\rho_2 = 0,00359039$$

Reemplazando en ecuación VII.8:

$$x = 50,4834 \text{ mm}$$

Así, mediante la ecuación VII.7 se tiene que:

$$I_{\text{fisurada}} = 483287306,9 \text{ mm}^4$$

d) Cálculo Momento de fisuración:

Con la ecuación VII.14 se obtiene:

$$f_{ct,m} = 5,0724 \text{ MPa}$$

Reemplazando en ecuación VII.12:

$$f_{ct,m,fl} = 6,6702 \text{ MPa}$$

Utilizando ecuación VII.12 se tiene:

$$w_b = 21660000 \text{ mm}^3$$

Finalmente, reemplazando en ecuación VII.11 se obtiene que:

$$M_{fis} = 144,48 \text{ kN} - \text{m}$$

VII.2.3. Loseta LE_1

a) Cálculo Inercia bruta:

Mediante la ecuación VII.3 se obtiene que:

$$I_{bruta} = 3086550000 \text{ mm}^4$$

b) Cálculo Inercia homogénea:

Utilizando la ecuación VII.6 se obtiene que:

$$n = 5,097$$

Con la ecuación VII.5 se obtiene que:

$$y_h = 143,182 \text{ mm}$$

Reemplazando en ecuación VII.4:

$$I_{homogénea} = 3243972305 \text{ mm}^4$$

c) Cálculo Inercia fisurada:

Utilizando las ecuaciones VII.9 y VII.10 se obtiene:

$$\rho_1 = 0,00560999$$

$$\rho_2 = 0,00359039$$

Reemplazando en ecuación VII.8:

$$x = 51,0061 \text{ mm}$$

Así, mediante la ecuación VII.7 se tiene que:

$$I_{fisurada} = 493845831,7 \text{ mm}^4$$

d) Cálculo Momento de fisuración:

Con la ecuación VII.14 se obtiene:

$$f_{ct,m} = 4,8641 \text{ MPa}$$

Reemplazando en ecuación VII.13:

$$f_{ct,m,fl} = 6,3962 \text{ MPa}$$

Utilizando ecuación VII.12 se tiene:

$$w_b = 21660000 \text{ mm}^3$$

Finalmente, reemplazando en ecuación VII.11 se obtiene que:

$$M_{fis} = 138,54 \text{ kN} - \text{m}$$

VII.3. CÁLCULO INERCIA LOSETAS DINÁMICAS

VII.3.1. Loleta LR

a) Cálculo Inercia bruta:

Mediante la ecuación VII.3 se obtiene que:

$$I_{bruta} = 3086550000 \text{ mm}^4$$

b) Cálculo Inercia homogénea:

Utilizando la ecuación VII.6:

$$n = 4,877$$

Con la ecuación VII.5 se obtiene que:

$$y_h = 143,146 \text{ mm}$$

Reemplazando en ecuación VII.4:

$$I_{homogénea} = 3235522342 \text{ mm}^4$$

c) Cálculo Inercia fisurada:

Utilizando las ecuaciones VII.9 y VII.10 se obtiene:

$$\rho_1 = 0,00560999$$

$$\rho_2 = 0,00359039$$

Utilizando la ecuación VII.8:

$$x = 50,0929 \text{ mm}$$

Así, mediante la ecuación VII.7 se tiene que:

$$I_{fisurada} = 475486409,0 \text{ mm}^4$$

d) Cálculo Momento de fisuración:

Con la ecuación VII.14 se obtiene:

$$f_{ct,m} = 5,2337 \text{ MPa}$$

Reemplazando en ecuación VII.13:

$$f_{ct,m,fl} = 6,8824 \text{ MPa}$$

Utilizando ecuación VII.12 se tiene:

$$w_b = 21660000 \text{ mm}^3$$

Finalmente, reemplazando en ecuación VII.11 se obtiene que:

$$M_{fis} = 149,07 \text{ kN} - \text{m}$$

VII.3.2. Loseta LD

a) Cálculo Inercia bruta:

Mediante la ecuación VII.3 se obtiene que:

$$I_{bruta} = 3086550000 \text{ mm}^4$$

b) Cálculo Inercia homogénea:

Utilizando la ecuación VII.6 se obtiene que:

$$n = 4,840$$

Con la ecuación VII.5 se obtiene que:

$$y_h = 143,140 \text{ mm}$$

Reemplazando en ecuación VII.4:

$$I_{homogénea} = 3234082111 \text{ mm}^4$$

c) Cálculo Inercia fisurada:

Utilizando las ecuaciones VII.9 y VII.10 se obtiene:

$$\rho_1 = 0,00560999$$

$$\rho_2 = 0,00359039$$

Reemplazando en ecuación VII.8:

$$x = 49,9345 \text{ mm}$$

Así, mediante la ecuación VII.7 se tiene que:

$$I_{fisurada} = 472340858,7 \text{ mm}^4$$

d) Cálculo Momento de fisuración:

Con la ecuación VII.14 se obtiene:

$$f_{ct,m} = 5,3007 \text{ MPa}$$

Reemplazando en ecuación VII.13:

$$f_{ct,m,fl} = 6,9704 \text{ MPa}$$

Utilizando ecuación VII.12 se tiene:

$$w_b = 21660000 \text{ mm}^3$$

Finalmente, reemplazando en ecuación VII.11 se obtiene que:

$$M_{fis} = 150,98 \text{ kN} - \text{m}$$

VII.3.3. Loseta LE_2

a) Cálculo Inercia bruta:

Mediante la ecuación VII.3 se obtiene que:

$$I_{bruta} = 3086550000 \text{ mm}^4$$

b) Cálculo Inercia homogénea:

Utilizando la ecuación VII.6 se obtiene que:

$$n = 5,015$$

Con la ecuación VII.5 se obtiene que:

$$y_h = 143,168 \text{ mm}$$

Reemplazando en ecuación VII.4:

$$I_{homogénea} = 3240814437 \text{ mm}^4$$

c) Cálculo Inercia fisurada:

Utilizando las ecuaciones VII.9 y VII.10 se obtiene:

$$\rho_1 = 0,00560999$$

$$\rho_2 = 0,00359039$$

Reemplazando en ecuación VII.8:

$$x = 50,6681 \text{ mm}$$

Así, mediante la ecuación VII.7 se tiene que:

$$I_{fisurada} = 487003622,7 \text{ mm}^4$$

d) Cálculo Momento de fisuración:

Con la ecuación VII.14 se obtiene:

$$f_{ct,m} = 4,9978 \text{ MPa}$$

Reemplazando en ecuación VII.13:

$$f_{ct,m,fl} = 6,5721 \text{ MPa}$$

Utilizando ecuación VII.12 se tiene:

$$w_b = 21660000 \text{ mm}^3$$

Finalmente, reemplazando en ecuación VII.11 se obtiene que:

$$M_{fis} = 142,35 \text{ kN} - \text{m}$$

VII.3.4. Loseta LE_3

a) Cálculo Inercia bruta:

Mediante la ecuación VII.3 se obtiene que:

$$I_{bruta} = 3086550000 \text{ mm}^4$$

b) Cálculo Inercia homogénea:

Utilizando la ecuación VII.6 se obtiene que:

$$n = 4,892$$

Con la ecuación VII.5 se obtiene que:

$$y_h = 143,149 \text{ mm}$$

Reemplazando en ecuación VII.4:

$$I_{\text{homogénea}} = 3236097905 \text{ mm}^4$$

c) Cálculo Inercia fisurada:

Utilizando las ecuaciones VII.9 y VII.10 se obtiene:

$$\rho_1 = 0,00560999$$

$$\rho_2 = 0,00359039$$

Reemplazando en ecuación VII.8:

$$x = 50,1560 \text{ mm}$$

Así, mediante la ecuación VII.7 se tiene que:

$$I_{\text{fisurada}} = 476742128,5 \text{ mm}^4$$

d) Cálculo Momento de fisuración:

Con la ecuación VII.14 se obtiene:

$$f_{ct,m} = 5,2073 \text{ MPa}$$

Reemplazando en ecuación VII.13:

$$f_{ct,m,fl} = 6,8476 \text{ MPa}$$

Utilizando ecuación VII.12 se tiene:

$$w_b = 21660000 \text{ mm}^3$$

Finalmente, reemplazando en ecuación VII.11 se obtiene que:

$$M_{fis} = 148,32 \text{ kN} - \text{m}$$

VII.3.5. Loseta LE_4

a) Cálculo Inercia bruta:

Mediante la ecuación VII.3 se obtiene que:

$$I_{\text{bruta}} = 3086550000 \text{ mm}^4$$

b) Cálculo Inercia homogénea:

Utilizando la ecuación VII.6 se obtiene que:

$$n = 4,910$$

Con la ecuación VII.5 se obtiene que:

$$y_h = 143,152 \text{ mm}$$

Reemplazando en ecuación VII.4:

$$I_{\text{homogénea}} = 3236797543 \text{ mm}^4$$

c) *Cálculo Inercia fisurada:*

Utilizando las ecuaciones VII.9 y VII.10 se obtiene:

$$\rho_1 = 0,00560999$$

$$\rho_2 = 0,00359039$$

Reemplazando en ecuación VII.8:

$$x = 50,2325 \text{ mm}$$

Así, mediante la ecuación VII.7 se tiene que:

$$I_{\text{fisurada}} = 478267511,9 \text{ mm}^4$$

d) *Cálculo Momento de fisuración:*

Con la ecuación VII.14 se obtiene:

$$f_{\text{ct,m}} = 5,1755 \text{ MPa}$$

Reemplazando en ecuación VII.13:

$$f_{\text{ct,m,fl}} = 6,8057 \text{ MPa}$$

Utilizando ecuación VII.12 se tiene:

$$w_b = 21660000 \text{ mm}^3$$

Finalmente, reemplazando en ecuación VII.11 se obtiene que:

$$M_{\text{fis}} = 147,41 \text{ kN} - \text{m}$$

ANEJO N° VIII:
CÁLCULO CARGAS TEÓRICAS DE
ROTURA

VIII.1. CÁLCULO CARGAS DE ROTURA LOSETAS ESTÁTICAS

Por equilibrio de esfuerzos:

$$A_s' \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot b \cdot x = A_s \cdot f_{yd} \quad \text{VIII. 1}$$

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) \quad \text{VIII. 2}$$

Donde para todos los casos se tiene que:

$$A_s' = 1407,43 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2199,11 \text{ mm}^2$$

$$b = 1600 \text{ mm}$$

$$d = 245 \text{ mm}$$

Al trabajar en laboratorio los factores de minoración de resistencias y de mayoración de cargas valen 1, por lo que se tiene:

$$f_{yd} = f_y = 537 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f'_{ck}$$

VIII.1.1. Loseta LR

a) *Considerando armadura de compresión:*

$$\text{En este caso:} \quad f'_{ck} = 78,87 \text{ MPa}$$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 287,34 \text{ kN} - \text{m}$$

Pero además por el esquema estático se tiene:

$$M_u = 0,8 * Q_u + M_{pp} \quad \text{VIII. 3}$$

$$\text{Donde:} \quad M_{pp} = 35,40 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 314,92 \text{ kN}$$

b) *No considerando armadura de compresión:*

$$\text{En este caso se considera: } A_s' = 0 \text{ mm}^2$$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 283,80 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 310,50 \text{ kN}$$

VIII.1.2. Loseta LD

a) *Considerando armadura de compresión:*

$$\text{En este caso:} \quad f'_{ck} = 76,48 \text{ MPa}$$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 287,28 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 314,84 \text{ kN}$$

b) No considerando armadura de compresión:

En este caso se considera: $A'_s = 0 \text{ mm}^2$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 283,63 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 310,29 \text{ kN}$$

VIII.1.3. Loseta LE_1

a) Considerando armadura de compresión:

En este caso: $f'_{ck} = 70,33 \text{ MPa}$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 287,10 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 314,62 \text{ kN}$$

b) No considerando armadura de compresión:

En este caso se considera: $A'_s = 0 \text{ mm}^2$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 283,13 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 309,66 \text{ kN}$$

VIII.2. CÁLCULO CARGAS DE ROTURA LOSETAS DINÁMICAS

Se calcula la carga de rotura teórica para ensayos de carga estática, de esta manera será posible visualizar la minoración de la resistencia después de un cierto número de ciclos.

VIII.2.1. Loseta LR

a) Considerando armadura de compresión:

En este caso: $f'_{ck} = 81,43 \text{ MPa}$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 287,40 \text{ kN} - \text{m}$$

Con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 315,00 \text{ kN}$$

b) No considerando armadura de compresión:

En este caso se considera: $A'_s = 0 \text{ mm}^2$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 283,97 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 310,72 \text{ kN}$$

VIII.2.2. Loseta LD

a) Considerando armadura de compresión:

En este caso: $f'_{ck} = 83,52 \text{ MPa}$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 287,45 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 315,06 \text{ kN}$$

b) No considerando armadura de compresión:

En este caso se considera: $A'_s = 0 \text{ mm}^2$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 284,11 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 310,88 \text{ kN}$$

VIII.2.3. Loseta LE_2

a) Considerando armadura de compresión:

En este caso: $f'_{ck} = 74,25 \text{ MPa}$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 287,21 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 314,77 \text{ kN}$$

b) No considerando armadura de compresión:

En este caso se considera: $A'_s = 0 \text{ mm}^2$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 283,46 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 310,07 \text{ kN}$$

VIII.2.4. Loseta LE_3

a) *Considerando armadura de compresión:*

En este caso: $f'_{ck} = 80,61 \text{ MPa}$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 287,38 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 314,97 \text{ kN}$$

b) *No considerando armadura de compresión:*

En este caso se considera: $A'_s = 0 \text{ mm}^2$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 283,92 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 310,65 \text{ kN}$$

VIII.2.5. Loseta LE_4

a) *Considerando armadura de compresión:*

En este caso: $f'_{ck} = 79,62 \text{ MPa}$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 287,36 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 314,94 \text{ kN}$$

b) *No considerando armadura de compresión:*

En este caso se considera: $A'_s = 0 \text{ mm}^2$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 283,85 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.3 se obtiene:

$$Q_u = 310,57 \text{ kN}$$

VIII.2.6. Loseta Flexión Simple

a) *Considerando armadura de compresión:*

En este caso: $f'_{ck} = 64,94 \text{ MPa}$

Al tratarse de la misma tipología de losetas se tiene que:

$$A'_s = 1407,43 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2199,11 \text{ mm}^2$$

$$b = 1600 \text{ mm}$$

$$d = 245 \text{ mm}$$

Se asumirá que se tiene el mismo límite elástico, por lo que:

$$f_{yd} = f_y = 537 \text{ MPa}$$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene: $M_u = 286,91 \text{ kN} - \text{m}$

Por el esquema estático se tiene:

$$M_u = 1,25 * Q_u + M_{pp} \quad \text{VIII. 4}$$

Con VIII.4 se obtiene:

$$Q_u = 201,21 \text{ kN}$$

b) *No considerando armadura de compresión:*

En este caso se considera: $A'_s = 0 \text{ [mm}^2\text{]}$

Mediante VIII.1 y VIII.2 se obtiene:

$$M_u = 282,62 \text{ kN} - \text{m}$$

Luego, con VIII.4 se obtiene:

$$Q_u = 197,77 \text{ kN}$$

ANEJO N° IX:
CÁLCULO FLECHAS TEÓRICAS

IX.1. CÁLCULO FLECHAS TEÓRICAS LOSETAS ESTÁTICAS

Con el esquema estático en estudio se tiene que la flecha está dada por la siguiente ecuación:

$$f = \frac{M}{24 \cdot E_c \cdot I_e} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2) \quad \text{IX. 1}$$

De los planos se aprecia que: $L = 5 \text{ m}$

$$a = 1,6 \text{ m}$$

Del ANEJO VII: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS LOSETAS, se obtiene la Tabla IX.1 resumen con las principales características mecánicas de las losetas de campaña estática.

Tipo Losa	Inercia Bruta [mm ⁴]	Inercia homogénea [mm ⁴]	Inercia fisurada [mm ⁴]	Momento fisuración [kN-m]
LR	3086550000	3237343069	479456111,1	146,71
LD	3086550000	3239103593	483287306,9	144,48
LE_1	3086550000	3243972305	493845831,7	138,54

Tabla IX.1. Principales características mecánicas losetas LR, LD y LE_1.

Por la ecuación de Branson se tiene que:

$$I_e = \left(\frac{M_{fis}}{M} \right)^3 \cdot I_b + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{fis}}{M} \right)^3 \right\} \cdot I_b \quad \text{IX. 2}$$

Debiendo cumplirse la siguiente restricción:

$$I_e \leq I_b \quad \text{IX. 3}$$

De esta manera, es posible para cada loseta, a partir de sus propiedades resistentes, determinar la inercia efectiva para cada uno de los momentos generados durante el ensayo.

En la Tabla IX.2 se puede apreciar la variación de la inercia efectiva producto de una carga (Q) para cada una de las losetas, mientras que en la Tabla IX.3 se visualizan las flechas teóricas resultantes para esa misma carga (Q).

Q	M	LOSETA LR		LOSETA LD		LOSETA LE 1	
		Ie	Ie rest ⁽³⁹⁾	Ie	Ie rest ⁽³⁹⁾	Ie	Ie rest ⁽³⁹⁾
[kN]	[kN-m]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
10	8	1,607965E+13	3086550000	1,533376E+13	3086550000	1,346624E+13	3086550000
20	16	2,010375E+12	3086550000	1,917142E+12	3086550000	1,683713E+12	3086550000
30	24	5,960041E+11	3086550000	5,683823E+11	3086550000	4,992253E+11	3086550000
40	32	2,517164E+11	3086550000	2,400657E+11	3086550000	2,108962E+11	3086550000
50	40	1,291128E+11	3086550000	1,231495E+11	3086550000	1,082198E+11	3086550000
60	48	7,492004E+10	3086550000	7,147066E+10	3086550000	6,283528E+10	3086550000
70	56	4,735749E+10	3086550000	4,518670E+10	3086550000	3,975259E+10	3086550000
80	64	3,188408E+10	3086550000	3,043108E+10	3086550000	2,679414E+10	3086550000
90	72	2,253593E+10	3086550000	2,151658E+10	3086550000	1,896538E+10	3086550000
100	80	1,655862E+10	3086550000	1,581656E+10	3086550000	1,395960E+10	3086550000
110	88	1,255997E+10	3086550000	1,200340E+10	3086550000	1,061086E+10	3086550000
120	96	9784529374,8	3086550000	9356708620,9	3086550000	8286524867,6	3086550000
130	104	7798148236,6	3086550000	7462473483,8	3086550000	6622998937,8	3086550000
140	112	6339210702,8	3086550000	6071214431,7	3086550000	5401188898,1	3086550000
150	120	5243653622,1	3086550000	5026479019,7	3086550000	4483697498,1	3086550000
160	128	4405033894,2	3086550000	4226761923,7	3086550000	3781382300,0	3086550000
170	136	3752235797,6	3086550000	3604246401,2	3086550000	3234686331,2	3086550000
180	144	3236514855,9	3086550000	3112449177,7	3086550000	2802787768,3	2802787768
190	152	2823699674,3	2823699674	2718784031,0	2718784031	2457069242,4	2457069242
200	160	2489351936,1	2489351936	2399946310,7	2399946311	2177064503,5	2177064503
210	168	2215679693,8	2215679694	2138969418,0	2138969418	1947873407,0	1947873407
220	176	1989520592,7	1989520593	1923301584,7	1923301585	1758472933,0	1758472933
230	184	1800995241,5	1800995242	1743521713,9	1743521714	1600589431,2	1600589431
240	192	1642590269,1	1642590269	1592464971,1	1592464971	1467930711,2	1467930711
250	200	1508522773,5	1508522773	1464616716,8	1464616717	1355653791,7	1355653792
260	208	1394292626,8	1394292627	1355685579,0	1355685579	1259989970,0	1259989970
270	216	1296362405,9	1296362406	1262298231,6	1262298232	1177976775,9	1177976776
280	224	1211925435,1	1211925435	1181778197,5	1181778197	1107263715,0	1107263715
290	232	1138735565,0	1138735565	1111983523,7	1111983524	1045969714,4	1045969714

Tabla IX.2. Inercias efectivas losetas LR, LD y LE_1.

⁽³⁹⁾ Una vez cumplida la restricción planteada por el método

Q [kN]	M [kN-m]	LOSETA LR	LOSETA LD	LOSETA LE_1
		Flecha [mm]	Flecha [mm]	Flecha [mm]
10	8	0,1858	0,1875	0,1923
20	16	0,3716	0,3750	0,3846
30	24	0,5574	0,5625	0,5769
40	32	0,7431	0,7501	0,7692
50	40	0,9289	0,9376	0,9615
60	48	1,1147	1,1251	1,1538
70	56	1,3005	1,3126	1,3461
80	64	1,4863	1,5001	1,5384
90	72	1,6721	1,6876	1,7307
100	80	1,8578	1,8752	1,9230
110	88	2,0436	2,0627	2,1153
120	96	2,2294	2,2502	2,3076
130	104	2,4152	2,4377	2,4999
140	112	2,6010	2,6252	2,6922
150	120	2,7868	2,8127	2,8845
160	128	2,9725	3,0002	3,0768
170	136	3,1583	3,1878	3,2691
180	144	3,3441	3,3753	3,8119
190	152	3,8585	4,0447	4,5898
200	160	4,6071	4,8232	5,4528
210	168	5,4349	5,6823	6,3991
220	176	6,3410	6,6204	7,4258
230	184	7,3231	7,6350	8,5291
240	192	8,3785	8,7227	9,7043
250	200	9,5032	9,8793	10,9458
260	208	10,6931	11,1000	12,2480
270	216	11,9432	12,3797	13,6046
280	224	13,2484	13,7130	15,0094
290	232	14,6035	15,0942	16,4565

Tabla IX.3. Flechas teóricas losetas LR, LD y LE_1.

ANEJO N° X:

***CÁLCULO ABERTURAS DE FISURAS
TEÓRICAS***

X.1. CÁLCULO ABERTURA DE FISURA TEÓRICA ENSAYOS ESTÁTICOS

Por la geometría de las losetas se tiene que:

$$h = 285 \text{ mm}$$

$$b = 1600 \text{ mm}$$

$$d = 245 \text{ mm}$$

$$A_s = 2199,11 \text{ mm}^2$$

La abertura de fisura de acuerdo a la EHE se determina mediante la siguiente ecuación 2.28:

$$w_k = \beta \cdot S_m \cdot \epsilon_{sm}$$

Donde: $\beta = 1,7$

A continuación se procede al cálculo paso a paso.

a) *Cálculo de separación media entre fisuras (S_m):*

Está determinada por la ecuación 2.29:

$$S_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \frac{\emptyset \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento del hormigón hasta centro de gravedad de la armadura

s: Distancia entre barras longitudinales

k_1 : Factor que depende del tipo de estado

\emptyset : Diámetro de la armadura

Además se tiene que $s < 15\emptyset$ por lo que:

$$H' = \frac{h}{4} \quad \text{X. 1}$$

$$A_{c,eficaz} = H' \cdot b \quad \text{X. 2}$$

Mediante X.1 se obtiene que:

$$H' = 71,25 \text{ mm}$$

Reemplazando valores en X.2:

$$A_{c,eficaz} = 114000 \text{ mm}^2$$

En nuestro caso se tiene que:

$$c = 40 \text{ mm}$$

$$s = 184 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0,125$$

$$\emptyset = 20 \text{ mm}$$

Reemplazando todos estos valores en 2.29 se obtiene:

$$S_m = 168,64 \text{ mm}$$

b) *Cálculo del alargamiento medio de las armaduras (ϵ_{sm}):*

Está dado por la ecuación 2.30:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left\{ 1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right\} > 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

$$E_s = 185384 \text{ N/mm}^2$$

$$k_2 = 0,5 \text{ (cargas duraderas)}$$

Además:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad \text{X. 3}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{A_s \cdot 0,8 \cdot d} \quad \text{X. 4}$$

Utilizando X.3 y X.4 se obtiene que:

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{fis}}{M} \quad \text{X. 5}$$

Del ANEJO VII: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS LOSETAS D se obtienen los valores de la Tabla X.1.

LOSA	x [mm]	M _{fis} [kN-m]
LR	50,2921	146,71
LD	50,4834	144,48
LE_1	51,0061	138,54

Tabla X.1. Propiedades mecánicas losetas.

Se calcula en primera instancia M y σ_s . Los valores obtenidos se muestran en la Tabla X.2.

Carga [kN]	M [kN-m]	σ_s [N/mm ²]		
		Loseta LR	Loseta LD	Loseta LE_1
10	8	15,939	15,943	15,956
20	16	31,878	31,887	31,911
30	24	47,817	47,830	47,867
40	32	63,756	63,773	63,822
50	40	79,694	79,717	79,778
60	48	95,633	95,660	95,733
70	56	111,572	111,603	111,689
80	64	127,511	127,547	127,644
90	72	143,450	143,490	143,600
100	80	159,389	159,433	159,555
110	88	175,328	175,377	175,511
120	96	191,267	191,320	191,466
130	104	207,206	207,263	207,422
140	112	223,144	223,207	223,377
150	120	239,083	239,150	239,333
160	128	255,022	255,093	255,288
170	136	270,961	271,037	271,244
180	144	286,900	286,980	287,199
190	152	302,839	302,923	303,155
200	160	318,778	318,867	319,110
210	168	334,717	334,810	335,066
220	176	350,655	350,753	351,022
230	184	366,594	366,697	366,977
240	192	382,533	382,640	382,933
250	200	398,472	398,584	398,888
260	208	414,411	414,527	414,844
270	216	430,350	430,470	430,799
280	224	446,289	446,414	446,755
290	232	462,228	462,357	462,710

Tabla X.2. Cálculo de Momento y Tensión en la armadura.

A partir de estos valores es posible determinar el alargamiento (ϵ_{sm}) de las armaduras, obteniéndose los valores indicados en la Tabla X.3.

Carga [kN]	Loseta LR			Loseta LD			Loseta LE 1		
	σ_s [N/mm ²]	σ_{sr}/σ_s	ϵ_{sm}	σ_s [N/mm ²]	σ_{sr}/σ_s	ϵ_{sm}	σ_s [N/mm ²]	σ_{sr}/σ_s	ϵ_{sm}
10	15,9389	18,34	-0,01437	15,9433	18,06	-0,01394	15,9555	17,32	-0,01282
20	31,8778	9,17	-0,00706	31,8867	9,03	-0,00684	31,9110	8,66	-0,00628
30	47,8167	6,11	-0,00456	47,8300	6,02	-0,00442	47,8666	5,77	-0,00404
40	63,7555	4,58	-0,00327	63,7734	4,51	-0,00316	63,8221	4,33	-0,00288
50	79,6944	3,67	-0,00246	79,7167	3,61	-0,00237	79,7776	3,46	-0,00215
60	95,6333	3,06	-0,00189	95,6600	3,01	-0,00182	95,7331	2,89	-0,00163
70	111,5722	2,62	-0,00146	111,6034	2,58	-0,00140	111,6887	2,47	-0,00124
80	127,5111	2,29	-0,00112	127,5467	2,26	-0,00107	127,6442	2,16	-0,00092
90	143,4500	2,04	-0,00083	143,4901	2,01	-0,00078	143,5997	1,92	-0,00066
100	159,3889	1,83	-0,00059	159,4334	1,81	-0,00054	159,5552	1,73	-0,00043
110	175,3277	1,67	-0,00037	175,3767	1,64	-0,00033	175,5108	1,57	-0,00023
120	191,2666	1,53	-0,00017	191,3201	1,50	-0,00014	191,4663	1,44	-0,00004
130	207,2055	1,41	0,00001	207,2634	1,39	0,00004	207,4218	1,33	0,00013
140	223,1444	1,31	0,00017	223,2068	1,29	0,00020	223,3773	1,24	0,00028
150	239,0833	1,22	0,00033	239,1501	1,20	0,00036	239,3329	1,15	0,00043
160	255,0222	1,15	0,00047	255,0934	1,13	0,00050	255,2884	1,08	0,00057
170	270,9611	1,08	0,00061	271,0368	1,06	0,00064	271,2439	1,02	0,00070
180	286,9000	1,02	0,00074	286,9801	1,00	0,00077	287,1994	0,96	0,00083
190	302,8388	0,97	0,00087	302,9235	0,95	0,00090	303,1550	0,91	0,00096
200	318,7777	0,92	0,00100	318,8668	0,90	0,00102	319,1105	0,87	0,00108
210	334,7166	0,87	0,00112	334,8102	0,86	0,00114	335,0660	0,82	0,00119
220	350,6555	0,83	0,00123	350,7535	0,82	0,00125	351,0215	0,79	0,00131
230	366,5944	0,80	0,00135	366,6968	0,79	0,00137	366,9771	0,75	0,00142
240	382,5333	0,76	0,00146	382,6402	0,75	0,00148	382,9326	0,72	0,00153
250	398,4722	0,73	0,00157	398,5835	0,72	0,00159	398,8881	0,69	0,00164
260	414,4110	0,71	0,00168	414,5269	0,69	0,00170	414,8436	0,67	0,00174
270	430,3499	0,68	0,00179	430,4702	0,67	0,00180	430,7992	0,64	0,00185
280	446,2888	0,65	0,00189	446,4135	0,64	0,00191	446,7547	0,62	0,00195
290	462,2277	0,63	0,00199	462,3569	0,62	0,00201	462,7102	0,60	0,00205

Tabla X.3. Cálculo alargamiento teórico de las armaduras.

Ahora falta comprobar si estos valores cumplen con la restricción planteada en la ecuación 2.30. Para ello se confecciona la Tabla X.4.

Carga [kN]	Loseta LR			Loseta LD			Loseta LE 1 1		
	$\epsilon_{sm\ teo}$	Rest	$\epsilon_{sm\ real}$	$\epsilon_{sm\ teo}$	Rest	$\epsilon_{sm\ real}$	$\epsilon_{sm\ teo}$	Rest	$\epsilon_{sm\ real}$
10	-0,01437	0,00003	0,00003	-0,01394	0,00003	0,00003	-0,01282	0,00003	0,00003
20	-0,00706	0,00007	0,00007	-0,00684	0,00007	0,00007	-0,00628	0,00007	0,00007
30	-0,00456	0,00010	0,00010	-0,00442	0,00010	0,00010	-0,00404	0,00010	0,00010
40	-0,00327	0,00014	0,00014	-0,00316	0,00014	0,00014	-0,00288	0,00014	0,00014
50	-0,00246	0,00017	0,00017	-0,00237	0,00017	0,00017	-0,00215	0,00017	0,00017
60	-0,00189	0,00021	0,00021	-0,00182	0,00021	0,00021	-0,00163	0,00021	0,00021
70	-0,00146	0,00024	0,00024	-0,00140	0,00024	0,00024	-0,00124	0,00024	0,00024
80	-0,00112	0,00028	0,00028	-0,00107	0,00028	0,00028	-0,00092	0,00028	0,00028
90	-0,00083	0,00031	0,00031	-0,00078	0,00031	0,00031	-0,00066	0,00031	0,00031
100	-0,00059	0,00034	0,00034	-0,00054	0,00034	0,00034	-0,00043	0,00034	0,00034
110	-0,00037	0,00038	0,00038	-0,00033	0,00038	0,00038	-0,00023	0,00038	0,00038
120	-0,00017	0,00041	0,00041	-0,00014	0,00041	0,00041	-0,00004	0,00041	0,00041
130	0,00001	0,00045	0,00045	0,00004	0,00045	0,00045	0,00013	0,00045	0,00045
140	0,00017	0,00048	0,00048	0,00020	0,00048	0,00048	0,00028	0,00048	0,00048
150	0,00033	0,00052	0,00052	0,00036	0,00052	0,00052	0,00043	0,00052	0,00052
160	0,00047	0,00055	0,00055	0,00050	0,00055	0,00055	0,00057	0,00055	0,00057
170	0,00061	0,00058	0,00061	0,00064	0,00058	0,00064	0,00070	0,00059	0,00070
180	0,00074	0,00062	0,00074	0,00077	0,00062	0,00077	0,00083	0,00062	0,00083
190	0,00087	0,00065	0,00087	0,00090	0,00065	0,00090	0,00096	0,00065	0,00096
200	0,00100	0,00069	0,00100	0,00102	0,00069	0,00102	0,00108	0,00069	0,00108
210	0,00112	0,00072	0,00112	0,00114	0,00072	0,00114	0,00119	0,00072	0,00119
220	0,00123	0,00076	0,00123	0,00125	0,00076	0,00125	0,00131	0,00076	0,00131
230	0,00135	0,00079	0,00135	0,00137	0,00079	0,00137	0,00142	0,00079	0,00142
240	0,00146	0,00083	0,00146	0,00148	0,00083	0,00148	0,00153	0,00083	0,00153
250	0,00157	0,00086	0,00157	0,00159	0,00086	0,00159	0,00164	0,00086	0,00164
260	0,00168	0,00089	0,00168	0,00170	0,00089	0,00170	0,00174	0,00090	0,00174
270	0,00179	0,00093	0,00179	0,00180	0,00093	0,00180	0,00185	0,00093	0,00185
280	0,00189	0,00096	0,00189	0,00191	0,00096	0,00191	0,00195	0,00096	0,00195
290	0,00199	0,00100	0,00199	0,00201	0,00100	0,00201	0,00205	0,00100	0,00205

Tabla X.4. Cálculo alargamiento real de las armaduras (una vez cumplida la restricción).

En este momento es posible proceder a realizar el cálculo de la abertura de fisura teórica. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla X.5.

Carga [kN]	Loseta LR		Loseta LD		Loseta LE 1 1	
	$\epsilon_{sm \text{ real}}$	w_k [mm]	$\epsilon_{sm \text{ real}}$	w_k [mm]	$\epsilon_{sm \text{ real}}$	w_k [mm]
10	0,00003	0,00986	0,00003	0,00986	0,00003	0,00987
20	0,00007	0,01972	0,00007	0,01972	0,00007	0,01974
30	0,00010	0,02958	0,00010	0,02959	0,00010	0,02961
40	0,00014	0,03944	0,00014	0,03945	0,00014	0,03948
50	0,00017	0,04930	0,00017	0,04931	0,00017	0,04935
60	0,00021	0,05916	0,00021	0,05917	0,00021	0,05922
70	0,00024	0,06902	0,00024	0,06904	0,00024	0,06909
80	0,00028	0,07888	0,00028	0,07890	0,00028	0,07896
90	0,00031	0,08874	0,00031	0,08876	0,00031	0,08883
100	0,00034	0,09859	0,00034	0,09862	0,00034	0,09870
110	0,00038	0,10845	0,00038	0,10848	0,00038	0,10857
120	0,00041	0,11831	0,00041	0,11835	0,00041	0,11844
130	0,00045	0,12817	0,00045	0,12821	0,00045	0,12831
140	0,00048	0,13803	0,00048	0,13807	0,00048	0,13818
150	0,00052	0,14789	0,00052	0,14793	0,00052	0,14805
160	0,00055	0,15775	0,00055	0,15780	0,00057	0,16354
170	0,00061	0,17522	0,00064	0,18264	0,00070	0,20182
180	0,00074	0,21341	0,00077	0,22043	0,00083	0,23858
190	0,00087	0,25018	0,00090	0,25684	0,00096	0,27408
200	0,00100	0,28573	0,00102	0,29208	0,00108	0,30849
210	0,00112	0,32025	0,00114	0,32631	0,00119	0,34197
220	0,00123	0,35387	0,00125	0,35966	0,00131	0,37465
230	0,00135	0,38671	0,00137	0,39227	0,00142	0,40664
240	0,00146	0,41887	0,00148	0,42421	0,00153	0,43802
250	0,00157	0,45042	0,00159	0,45556	0,00164	0,46886
260	0,00168	0,48145	0,00170	0,48640	0,00174	0,49923
270	0,00179	0,51200	0,00180	0,51679	0,00185	0,52917
280	0,00189	0,54213	0,00191	0,54676	0,00195	0,55874
290	0,00199	0,57189	0,00201	0,57637	0,00205	0,58797

Tabla X.5. Cálculo abertura de fisura.

ANEJO N° XI:

*RESUMEN CAMPAÑAS DE ENSAYOS EN FLEXIÓN
SIMPLE Y FLEXIÓN PURA*

A continuación se muestran los resultados obtenidos en este estudio (ensayos flexión pura) y en la tesis doctoral desarrollada en flexión simple [Villalba, S. (2010)] tanto en campaña estática como dinámica.

XI.1. CAMPAÑAS CARGA ESTÁTICA

XI.1.1. Campañas flexión simple [Villalba, S. (2010)]

Loseta	Diámetro [mm]	f'_{cm} [MPa]	Q_{ult} [kN]	$M_{u\ res}^{(40)}$ [kN-m]	Flecha max [mm]	Abertura junta [mm]
LR_1	20	51,31	255,15	354,56	108,55	0,5947 ⁽⁴¹⁾
LD_1	20	47,68	276,86	381,70	104,06	0,3718 ⁽⁴¹⁾
LE_1_1	20	63,27	260,73	361,54	135,54	0,7137 ⁽⁴¹⁾
LE_1_2	20	51,60	242,92	339,28	128,32	0,8654 ⁽⁴¹⁾
LR_2	25	50,77	370,69	498,99	119,50	0,8607 ⁽⁴²⁾
LD_2	25	54,94	445,50	592,50	94,77	0,5883 ⁽⁴²⁾
LE_2_1	25	59,94	415,45	554,94	91,85	0,7208 ⁽⁴²⁾
LE_2_2	25	53,27	401,92	538,03	96,80	0,7548 ⁽⁴²⁾

Tabla XI. 1. Resultados campaña estática en flexión simple.

XI.1.2. Campañas flexión pura

Loseta	Diámetro [mm]	f'_{cm} [MPa]	Q_{ult} [kN]	$M_{u\ res}^{40}$ [kN-m]	Flecha max [mm]	Abertura junta [mm]
LR	20	86,87	420,74	372,22	186,20 ⁽⁴³⁾	- ⁽⁴⁴⁾
LD	20	84,48	400,37	355,92	131,72	9,4960
LE_1	20	78,33	425,38	375,93	222,19	8,0940

Tabla XI. 2. Resultados campaña estática en flexión pura.

⁽⁴⁰⁾ Momento último de respuesta considerando el peso propio de la sección.

⁽⁴¹⁾ Determinadas para una carga de 220 [kN] [Ref. VILLALBA, S. (2010)]

⁽⁴²⁾ Determinadas para una carga de 340 [kN] [Ref. VILLALBA, S. (2010)]

⁽⁴³⁾ Flecha estimada pues no se cuenta con datos en Etapa II de ensayo.

⁽⁴⁴⁾ No se cuenta con registros correctos.

XI.2. CAMPAÑAS CARGA DINÁMICA

XI.2.1. Campañas flexión simple [Villalba, S. (2010)]

Loseta	ϕ [mm]	f'_{cm} [kN]	Q_{min} [kN]	Q_{max} [kN]	M_{min} [kN-m]	M_{max} [kN-m]	$\Delta\sigma^{(45)}$ [MPa]	Flecha dinámica para $2 \cdot 10^6$ [mm]	Abertura junta para $2 \cdot 10^6$ [mm]	Q_{ult} [kN]	$M_{ult}^{(46)}$ [kN-m]
LR_1	20	57,14	30	80	37,5	100,0	127	10,60	0,360	263,33	364,79
LD_1	20	57,44	30	80	37,5	100,0	127	10,50	0,318	264,41	366,14
LE_1_1	20	64,94	30	80	37,5	100,0	127	12,50	0,300	238,72	334,03
LE_1_2	20	50,47	30	80	37,5	100,0	127	13,50	0,435	252,18	350,85
LR_2	25	64,35	30	110	37,5	137,5	131	14,30	0,400	142,83	214,16
LD_2	25	53,51	30	110	37,5	137,5	131	11,60	0,280	443,89	590,49
LE_2_1	25	53,51	30	80	37,5	100,0	83	9,35	0,300	400,00	535,63
LE_2_2	25	55,18	30	110	37,5	137,5	131	28,50	1,180	- ⁽⁴⁷⁾	-

Tabla XI. 3. Resultados campaña dinámica.

Es importante destacar que L.F.S. equivale a LE_1_1.

XI.2.2. Campañas flexión pura

Loseta	ϕ [mm]	f'_{cm} [kN]	Q_{min} [kN]	Q_{max} [kN]	M_{min} [kN-m]	M_{max} [kN-m]	$\Delta\sigma^{(45)}$ [MPa]	Flecha dinámica para $2 \cdot 10^6$ [mm]	Abertura junta para $2 \cdot 10^6$ [mm]	Q_{ult} [kN]	$M_{ult}^{(46)}$ [kN-m]
LR	20	89,43	50	141	40,0	112,8	150	21,25	0,404	403,24	358,22
LD	20	91,52	50	141	40,0	112,8	150	18,10	0,462	370,17	331,76
LE_2	20	82,25	50	141	40,0	112,8	150	23,28	0,443 ⁽⁴⁸⁾	302,07	277,28
LE_3	20	88,61	119	210	95,2	168,0	150	35,31	0,930	357,00	321,23
LE_4	20	87,62	47	125	37,5	100,0	127	19,85	0,439	370,77	332,24

Tabla XI. 2. Resultados campaña dinámica.

⁽⁴⁵⁾ Determinado teóricamente.

⁽⁴⁶⁾ Momento último considerando peso propio de la sección.

⁽⁴⁷⁾ Loseta LE_2_2 rompe durante ensayo de fatiga.

⁽⁴⁸⁾ Abertura de junta para $1 \cdot 10^6$ de ciclos pues no se cuenta con datos a posteriori.